

Серия
КЛАССИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТСКИЙ УЧЕБНИК

КЛАССИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТСКИЙ УЧЕБНИК

Редакционный Совет серии

Председатель Совета
ректор Кыргызско-Российского Славянского университета
В.И. Нифадьев

Члены совета:

В.М. Плоских (зам. председателя),
В.А. Пронюшкин (отв. секретарь),
А.А. Бекбалаев, В.К. Гайдамако, А.Г. Зарифьян,
К.И. Исаков, В.М. Лелевкин, Г.В. Лоцев,
Р.М. Муксинов, Л.Ч. Сыдыкова,
Б.Г. Тугельбаева, С.Ф. Усманов

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
ЕСТЕСТВЕННО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ФАКУЛЬТЕТ
Кафедра физических процессов горного производства

**Ш.А. Мамбетов,
А.Р. Абдиев, Р.Ш. Мамбетова**

ОСНОВЫ ГЕОМЕХАНИКИ

Учебник

Допущено Министерством образования и науки
Кыргызской Республики в качестве учебника
для студентов высших учебных заведений

Бишкек 2020

УДК 622.02: 531
ББК 22.2
М 22

Рецензенты:

К.Ч. Кожоголов, д-р техн. наук, профессор, чл.-корр. НАН КР,
К.Т. Тажобаев, д-р техн. наук, профессор, ИГиОН НАН КР,
М.М. Шамсутдинов, д-р техн. наук, профессор КРСУ

Рекомендовано к изданию Ученым советом ГОУВПО КРСУ

Мамбетов Ш.А. и др.

М 22 **ОСНОВЫ ГЕОМЕХАНИКИ:** учебник / Ш.А. Мамбетов, А.Р. Абдиев, Р.Ш. Мамбетова. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2020. 345 с.

ISBN 978-9967-711-4

В классическом вузовском учебнике изложены основы геомеханики: механические свойства, структурные особенности напряженно-деформированного состояния породного массива, приведены основные методы их изучения. Описан внутренний механизм деформирования и разрушения горных пород и породных массивов, приведено построение геомеханических моделей, раскрывающих фундаментальные закономерности геомеханических процессов.

Описаны методы исследования геомеханических процессов, включая современные численные методы конечных и граничных элементов, физического моделирования и инструментальные методы в натуральных условиях. Эти методы использованы для анализа геомеханических процессов вокруг капитальных, подготовительных и очистных выработок.

Предназначен для студентов горных вузов и факультетов, аспирантов и специалистов, работающих по направлению «Горное дело».

М 1603010000-19

ISBN 978-9967-711-4

УДК 622.02: 531

ББК 22.2

© ГОУВПО КРСУ, 2020

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	11
Глава 1. СОСТОЯНИЕ И РАЗВИТИЕ СОВРЕМЕННОЙ ГЕОМЕХАНИКИ	13
1.1 Предмет геомеханики.....	13
1.2 Объект исследования и общая методология геомеханики.....	14
1.3 История развития геомеханики и ее взаимосвязи с другими горными научными дисциплинами	15
1.4 Основные понятия и определения	17
Глава 2. ПОРОДНЫЙ МАССИВ И ЕГО СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ.....	19
2.1 Характеристика горных пород и породного массива.....	19
2.1.1 Характеристика горных пород	19
2.1.2 Геомеханическая классификация горных пород.....	20
2.1.3 Характеристика породного массива	23
2.2 Структурно-механические особенности породного массива.....	26
2.2.1 Неоднородность и анизотропия породного массива	31
2.2.2 Масштабный эффект в породном массиве	33
2.2.3 Движение породного массива	34
Глава 3. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД, ПОРОДНОГО МАССИВА И ГРУНТОВ	40
3.1 Механические свойства горных пород и породного массива ...	40
3.2 Полные диаграммы деформирования горных пород	42
3.3 Деформационные и прочностные свойства горных пород	45
3.3.1 Свойства горной породы и образца горной породы.....	45
3.3.2 Модуль упругости и модуль деформации	46
3.3.3 Коэффициент поперечной деформации.....	48
3.3.4 Предел прочности на одноосное сжатие и растяжение	49
3.3.5 Внутренний механизм разрушения горных пород	50
3.3.6 Остаточная прочность горных пород.....	53

3.4 Теории прочности горных пород	54
3.5 Определение механических свойств породного массива	60
3.5.1 Существующие методы определения механических свойств	60
3.5.2 Определение упругих характеристик горных пород и породного массива	62
3.6 Строение, состав и механические свойства грунтов	64
3.6.1 Общие сведения	64
3.6.2 Основные характеристики механических свойств грунтов	66
3.6.3 Водонасыщенные грунты и пльвуны	68
3.6.4 Вечномерзлые и искусственно замороженные грунты	69
Глава 4. ЕСТЕСТВЕННОЕ НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ	
ПОРОДНОГО МАССИВА	71
4.1 Природа полей напряжений породного массива земной коры	71
4.2 Уровни полей напряжений в породных массивах	73
4.3. Полный тензор естественных напряжений	76
4.4 Естественное поле напряжений в платформенных породных массивах	80
4.5 Естественное поле напряжений в породных массивах в горных районах	87
4.5.1 Расчет напряжений в горных склонах и возвышенностях	88
4.5.2 Определение напряжений в нижележащем массиве под действием одного хребта	91
4.6 Экспериментальные методы определения напряжений в породном массиве	95
4.6.1 Определение напряжений в породном массиве методом разгрузки торца скважины	96
Глава 5. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ	
ПРОЦЕССОВ В ПОРОДНОМ МАССИВЕ	100
5.1 Общие сведения о геомеханических процессах и методы их изучения	100
5.2 Методологические основы применения геомеханических моделей	103
5.3 Геомеханические модели породного массива	105
5.3.1 Упругая модель породного массива	109

5.3.2 Упруго-пластические модели породного массива.....	111
5.3.3 Реологические модели породного массива	113
5.3.4 Модель дискретной зернистой среды для породного массива.....	117
5.4. Численные методы	118
5.4.1 Общие сведения.....	118
5.4.2 Метод конечных элементов	119
5.4.3 Метод граничных элементов	124
5.5 Физическое моделирование геомеханических процессов в лабораторных условиях.....	128
5.5.1 Общие сведения.....	128
5.5.2 Основные положения теории подобия	129
5.5.3 Метод центробежного моделирования	132
5.5.4 Метод эквивалентных материалов.....	136
5.5.5 Поляризационно-оптический метод	141
5.6 Методы исследования геомеханических процессов в натуральных условиях	146
5.6.1 Методы изучения породного массива по поведению полезного ископаемого и породы в процессе проведения выработок	146
5.6.2 Определение напряжений в породном массиве по конвергенции выработки	149
5.6.3 Изучение проявлений горного давления с помощью реперов	152
Глава 6. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВОКРУГ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И УПРАВЛЕНИЕ ИМИ	157
6.1 Геомеханические процессы вокруг капитальных и подготовленных горных выработок.....	157
6.1.1 Геомеханические процессы допредельного деформирования	157
6.1.2 Геомеханические процессы запредельного деформирования и разрушения	163
6.2 Прогнозирование устойчивости незакрепленной горной выработки.....	167
6.3 Формирование нагрузки на крепь выработок от локальных вывалов и при сплошном сводообразовании.....	173
6.4 Гипотезы горного давления.....	174
6.5 Определение местоположения и размеры разрушаемых участков породного контура выработки.....	187

6.6 Формирование нагрузки в условиях совместного деформирования крепи и массива	196
6.7 Управление геомеханическим состоянием породного массива с помощью крепи	199
6.8 Основные принципы управления механическим состоянием породного массива капитальных и подготовительных выработок	201
Глава 7. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ПРИ ВЕДЕНИИ ОЧИСТНЫХ РАБОТ.....	205
7.1 Геомеханические процессы в очистных выработках	205
7.2 Основные принципы выбора способа управления состоянием породного массива при ведении очистных работ	212
7.3 Управление породным массивом кровли с помощью крепи.....	223
7.4 Геомеханические процессы при наработке и подработке пластов	228
7.4.1 Напряжения и деформации в толщах пород при наработке пластов и жил	228
7.4.2 Зоны разгрузки и опорного давления при наработке и подработке	230
7.4.3 Границы защитного действия пластов и жил	231
7.4.4 Принципы и схемы использования защитных пластов.....	234
7.4.5 Управление газовым давлением при наработке и подработке	236
7.5 Геомеханические процессы в подготовительных выработках в зоне влияния очистных работ.....	238
7.5.1 Зона влияния очистных работ впереди и позади очистного забоя.....	238
7.5.2 Управление напряженным состоянием породного массива вокруг подготовительных выработок.....	241
7.6 Сдвигение породных массивов под влиянием горных работ.....	251
7.7 Гидравлические процессы в горных выработках	254
7.7.1 Гидростатическое поле в породных массивах	254
7.7.2 Гидравлические процессы в горных выработках	255
7.7.3 Закономерности движения воды в горных породах	257
7.7.4 Определение коэффициента фильтрации.....	261
7.8 Термофизические процессы в породном массиве.....	265

7.8.1 Теоретические основы самовозгорания угля	265
7.8.2 Прогноз эндогенной пожароопасности в угольных пластах	266
7.8.3 Профилактика подземного пожара	268
Глава 8. ГАЗОДИНАМИЧЕСКИЕ И ГЕОДИНАМИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ПРИ ВЕДЕНИИ ГОРНЫХ РАБОТ	
8.1 Газодинамические процессы в породных массивах и меры борьбы с ними	271
8.1.1 Газодинамические процессы в горных выработках	271
8.1.2 Основы теории внезапных выбросов угля и газа	272
8.1.3 Прогноз выбросоопасных зон в угольных пластах	277
8.1.4 Способы управления состоянием породного массива газообильных месторождений	279
8.2 Геодинамические процессы в породных массивах и меры борьбы с ними	285
8.2.1 Формы проявления, условия возникновения, механизм горных ударов и их классификации	285
8.2.2 Прогноз горных ударов	291
8.2.3 Способы предотвращения горных ударов	301
Глава 9. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ НА ОТКРЫТЫХ ГОРНЫХ РАБОТАХ	
9.1 Геомеханические процессы на карьерах	310
9.2 Устойчивость открытых горных выработок	311
9.3 Маркшейдерско-геодезические методы прогноза	316
9.4 Физико-технические методы прогноза и контроля состояния бортов и откосов	319
9.5 Методы инженерно-геологической оценки состояния массива	322
9.6 Система долговременного контроля устойчивости бортов карьеров и откосов	325
9.7 Обеспечение устойчивости откосов и бортов на карьерах	327
Глава 10. РЕКУЛЬТИВАЦИОННЫЕ РАБОТЫ НА ГОРНЫХ РАЗРАБОТКАХ	
10.1 Рекультивация нарушенного породного массива и направления его развития	331
10.2 Рекультивация нарушенного породного массива на карьерах нерудных полезных ископаемых	332

10.3 Рекультивация нарушенного породного массива при разработке угольных месторождений	333
10.4 Рекультивация нарушенного породного массива при разработке рудных месторождений	335
10.5 Рекультивация нарушенного породного массива при разработке россыпных месторождений	337
10.6 Порядок формирования и расходования средств фонда рекультивации	339
10.7 Порядок приема и передачи рекультивированных земель	341
10.8 Контроль за рекультивацией земель и ответственность за невыполнение обязанностей по рекультивации	343
10.9 Пострекультивационный мониторинг	345
10.10 Обоснование затрат на проведение рекультивации нарушенных земель	345
ПЕРЕЧЕНЬ ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	346

ПРЕДИСЛОВИЕ

В 1995 году была предложена новая классификация горных наук. Новый подход к систематизации горных наук предполагал их развитие в следующих направлениях:

- от представления недр как вместилища отдельных месторождений к осознанию недр как сосредоточения генетически и пространственно взаимосвязанных многообразных георесурсов;
- от представлений об исчерпаемости недр к их пониманию как комплексного ресурса жизнедеятельности – возможности использования недр в новом полезном качестве с развитием новых общественных потребностей;
- от понимания горных технологий по конечной цели их использования – добычи и переработки полезных ископаемых – к представлению об их более общих, ресурсовоспроизводящих функциях;
- от перечисления сопряженных областей деятельности и технологических процессов к изучению преобразования недр различными взаимодействующими геосистемами;
- от использования недр в форме извлечения и утилизации полезных ископаемых к сохранению недр при комплексном их освоении с воссозданием и увеличением разнообразия их полезных качеств;
- от технократической в целом ориентации горных наук к пониманию их предназначения, подобного другим наукам о Земле.

Группа горных наук – «Горное недроведение (горнопромышленная геология, геометрия и квалиметрия недр, геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика, горная теплофизика)» включает исследования свойств пород, горных массивов, георесурсов и недр в целом – как сосредоточения различных, находящихся во взаимосвязи друг с другом, природных и искусственно создаваемых образований. Их исследование осуществляется с точки зрения изменения свойств, т. е. качества георесурсов под воздействием техногенных преобразований.

Геомеханика в группе горных наук «Горное недроведение» обеспечивает горняков знаниями о механических свойствах, напряженном состоянии и геомеханических процессах, происходящих в породных массивах, а также о поведении горнотехнических объектов в поле сил горного давления.

За истекшие годы теоретические и экспериментальные исследования в области геомеханики вышли на качественно новый уровень, особенно в горных районах, таких как высокогорный Кыргызстан, где интенсивно строятся горные дороги, ирригационные и гидротехнические сооружения, открытые и подземные горные выработки, сооружаемые

в породном массиве. Безусловно, научный и практический опыт использования знаний геомеханики в решении инженерных задач горного производства должны быть отражены и в учебной литературе.

Целью изучения дисциплины «Геомеханика» является приобретение студентами знаний и умений, необходимых для самостоятельного творческого решения задач по оценке геомеханического состояния породного массива и горнотехнических объектов при освоении георесурсов недр. Изучение дисциплины происходит путем прослушивания курса лекций, выполнения лабораторных и практических работ с последующим закреплением полученных знаний при курсовом проектировании и прохождении производственной практики.

В результате студент должен знать общие закономерности деформирования и разрушения породного массива, формирования напряженно-деформированного состояния при ведении горных работ, основные методы определения механических свойств пород, оценки геомеханического состояния породного массива и управления этим состоянием.

Студент должен уметь, пользуясь нормативными документами или применяя специальные методы, оценивать напряженно-деформированное состояние породного массива, вмещающего горнотехнические объекты, прогнозировать устойчивость горных выработок, научно обосновывать методы и способы управления горным давлением. Он должен владеть профессиональной терминологией, основными нормативными документами, метрологическими правилами и стандартами.

При написании классического учебника авторы использовали многолетний опыт преподавания указанной дисциплины в Кыргызско-Российском Славянском университете.

Авторы выражают глубокую благодарность ректору Кыргызско-Российского Славянского университета академику В.И. Нифадьеву, по инициативе и при активной поддержке которого написан и в последующем переработан, дополнен и издан настоящий классический учебник.

Поскольку геомеханика постоянно развивающаяся многогранная наука, авторам в настоящем учебнике не удалось охватить все ее аспекты. Поэтому было решено проанализировать всю имеющуюся научную и учебно-методическую литературу по различным аспектам развития геомеханики и включить в учебник лучшие материалы достижений последних лет. Авторы благодарят всех авторов публикаций, чьи материалы были использованы при написании и дополнении настоящего классического учебника.

Авторы выражают сердечную благодарность рецензентам за ценные предложения по доработке настоящего учебника.

Глава 1. СОСТОЯНИЕ И РАЗВИТИЕ СОВРЕМЕННОЙ ГЕОМЕХАНИКИ

1.1 Предмет геомеханики

Геомеханика занимается изучением механических свойств горных пород и породных массивов, слагающих земную кору, а также механических процессов в земной коре под воздействием различных природных сил (гравитации, температурного поля Земли и др.), в том числе под воздействием инженерной деятельности человека в виде горных и строительных работ. В зависимости от вида и места этой деятельности выделяются: механика грунтов, изучающая последствия строительных работ на поверхности; механика горных пород и массивов, изучающая последствия горных работ.

Механика грунтов занимается изучением механических свойств грунтов и грунтовых массивов, а также геомеханических процессов, возникающих в них при производстве горных работ. Для механики грунтов и механики горных пород не существует строгого разграничения по объектам изучения: более существенное различие состоит в методах изучения и модельном представлении геомеханических процессов.

Предметом учебной дисциплины «Геомеханика» является, главным образом, механика горных пород и отдельные фундаментальные положения механики грунтов, ориентированные на горные и горно-строительные работы.

Практика горного дела выдвигает перед геомеханикой сложные и ответственные задачи, связанные с обеспечением максимальной безопасности горных работ и определением оптимальных параметров ведения разработок. То есть ведения их с максимальным экономическим эффектом, но в то же время при достаточно высокой надежности и предотвращении, либо предвидения и локализации вредных проявлений геомеханических процессов. Поэтому ни один проект разработки месторождений, строительства гидротехнических сооружений, тоннелей, подземных хранилищ не обходится без рассмотрения основных вопросов геомеханики с предварительным проведением исследований еще на стадии геологоразведочных и изыскательских работ.

Следует напомнить, что механику в целом определяют, как науку о механическом движении материальных тел и происходящих при этом взаимодействиях между телами. Современная механика охватывает механику точки и системы точек, гидродинамику и аэродинамику, составляет основу учения о механизмах, о прочности и устойчивости

сооружений. Очевидно, давая определение геомеханике, следует учитывать приведенные общие определения механики.

С учетом изложенного, геомеханику можно определять, как науку о прочности, устойчивости и деформируемости породного массива и горнотехнических объектов в поле природных и вызванных влиянием горных работ сил горного давления.

Основные процессы, изучаемые геомеханикой, можно подразделить на следующие группы: формирование напряженного состояния в породном массиве и его изменение в связи с проведением выработок; сдвижение горных пород, проявляющееся в самых разнообразных формах; взаимодействие пород и крепей. Эти группы процессов будем именовать в дальнейшем геомеханическими процессами.

1.2 Объект исследования и общая методология геомеханики

Основным объектом геомеханики является породный массив, механическое поведение массива под воздействием внешних сил, а именно происходящие в нем механические процессы, «связанные» с проведением в нем горных выработок. Геомеханика весьма специфична, что обусловлено особенностями горных пород, механические свойства которых весьма различны, а степень неоднородности гораздо больше, чем для металлов, полимерных материалов и других твердых тел. Кроме того, механические и геометрические схемы задач здесь также существенно отличны от схем классических задач теории упругости, пластичности, типовых задач строительной механики, машиноведения.

В геомеханике приходится рассчитывать объемные задачи, существенную роль в которых играют процессы, связанные с деформациями пород во времени. Поскольку деформации горных пород лишь в ограниченном диапазоне следуют теории упругости, использование известных решений из классической теории упругости весьма ограничено.

Отмеченная специфичность обуславливает и применяемую общую методологию.

Первостепенное значение имеет анализ характера и форм проявления геомеханических процессов при различных способах ведения горных работ, и разнообразных горно-геологических условиях. Данные натурных исследований позволяют проанализировать изучаемые явления и процессы, уяснить их общий механизм и физическую сущность, а также проводить дальнейшие теоретические обобщения, устанавливать допустимую степень схематических задач.

Для геомеханики характерно широкое использование различных методов моделирования, позволяющих выявить в исследуемых процессах роль различных действующих факторов и получить значения

необходимых параметров при невозможности сведения поставленных задач к схемам, решаемым аналитическими методами.

В геомеханике широко используются и аналитические методы решения на основе общих закономерностей теорий упругости, пластичности и предельного равновесия. При этом необходимые параметры определяют обычно из результатов натурных измерений и моделирования. При этом необходимо подчеркнуть, что получение весьма точных решений по отношению к такому неоднородному объекту, как породный массив, невозможно. Поэтому предпочтительно ставить вопрос о расчете основных параметров геомеханических процессов с точностью, удовлетворяющей практику.

Таким образом, общая методология геомеханики состоит в широком использовании и анализе натурных наблюдений с одновременным привлечением методов и приемов моделирования и аналитических исследований на базе теоретических положений из основных разделов современной механики, математических и физических аналогий.

1.3 История развития геомеханики и ее взаимосвязи с другими горными научными дисциплинами

С первых же шагов развития горного промысла людям, добывающим полезные ископаемые, приходилось постоянно сталкиваться с вопросами, которые ныне относят к геомеханике.

Прежде всего, это касалось оценки устойчивости пространств, образующихся в результате извлечения полезных ископаемых, а также оценки степени «добываемости» последних. На первых порах эти вопросы решались на основе практического опыта рудокопов, передаваемого из поколения в поколение, который основывался, главным образом, на визуальных наблюдениях за поведением горных пород и на интуиции.

Однако по мере развития масштабов добычи, перед горняками возникали все новые и новые трудности. С одной стороны, это преодоление вредных последствий от выемки толщ полезных ископаемых из недр и образования полостей, а с другой, – ведение работ в более прочных массивах руд и угля на больших глубинах, при сложном рельефе дневной поверхности, в непосредственной близости от ранее выработанных участков и горизонтов, под надземными сооружениями и зданиями, водоемами и т. д.

В свою очередь, это обусловило изменение технологии горнодобычных работ – взрывных работ, способов крепления, сооружения предохранительных целиков, закладки. Выбор и определение условий применения этих мероприятий настоятельно требовали изучения процессов деформирования и разрушения горных пород вокруг выработок, установления закономерностей развития этих процессов в пространстве и во времени.

Начальным этапом развития геомеханики является изучение закономерностей обрушения и оседания горных пород в выработках и на земной поверхности на базе обобщения практического опыта ведения горных работ, а также визуальных и простейших инструментальных наблюдений.

Вплоть до 20-х годов прошлого столетия в область геомеханики включались: охрана сооружений на поверхности от влияния сдвижения горных пород, изучение взаимосвязи обрушения пород над выработками с применяемыми системами разработки, развитие гипотезы свода естественного равновесия пород над выработками, расчеты устойчивых пролетов выработок и величины горного давления.

В 20-е годы прошлого столетия была создана научная школа по изучению сдвижения горных пород. В 1930-е годы началось изучение полей напряжений вокруг выработок на основе теории упругости, были предложены методы определения напряжений в породном массиве, методы моделирования с использованием эквивалентных материалов.

В 1940–1950-е годы были созданы: способы расчета на прочность предохранительных целиков; инженерные способы расчета горного давления на основе строительной механики и сопротивления материалов; изучен механизм взаимодействия породного массива и крепей горных выработок.

В 1960–1970-е годы развивались исследования: реологических процессов в породном массиве; особенностей деформирования и разрушения горных пород в условиях неравномерных нагрузок при высоком горном давлении. Расширились представления о природе горного давления, связанные с изучением тектонических полей напряжений.

Начало изучению физико-механических свойств горных пород было положено в XIX веке. В.М. Севергин ввел в России термин «горные породы». В 1936 году М.М. Протодяконов создал классификацию горных пород по крепости.

В 1932 году Г.К. Покровским и Н.Н. Давиденковым был предложен метод центробежного моделирования в горном деле.

В 1959 году Г.В. Кузнецовым и др. были заложены теоретические основы моделирования методом эквивалентных материалов, а также техника применения и результаты практического использования этого метода при решении различных задач геомеханики.

В 1962 году В.В. Ржевским были сформулированы основные принципы физики горных пород и процессов.

Дальнейшее развитие геомеханики было вызвано возрастающими потребностями горного производства. Требовалось изучение поведения породного массива в процессе ведения горных работ в различных технологических условиях.

Взаимосвязь геомеханики, как научной дисциплины, с геологической и горной наукой обширна и многогранна и для каждой из них

раскрывается особым образом. По сути, геомеханика возникла на стыке трех отраслей науки: геологии, механики и геометрии недр, и по новой классификации горных наук входит в группу «Горное недроведение».

1.4 Основные понятия и определения

Геомеханика (механика горных пород) – наука, изучающая физико-механические свойства горных пород и породного массива, их напряженное состояние, процессы деформирования и разрушения, происходящие под влиянием природных и техногенных факторов. То есть, если коротко, геомеханика – наука о геомеханическом поведении породного массива под действием внешних сил.

Горные породы – естественные минеральные агрегаты более или менее постоянного состава, сформировавшиеся в результате геологических процессов, и залегающие в земной коре в виде самостоятельных литологических разностей.

Литологическая разность – часть земной коры, сложенная одноименной горной породой.

Породный массив (массив горных пород) – связанная часть земной коры, сложенная одной или несколькими литологическими разностями, в пределах которой локализуются все механические процессы, обусловленные горными работами.

Образец горной породы – часть горной породы, изъятая из естественно залегающей литологической разности для экспериментального определения ее свойств, размеры которой больше элементарного объема горной породы.

Элементарный объем горной породы – фундаментальное понятие в геомеханике – наименьший объем горной породы, который сохраняет все ее свойства. Соответственно площадь сечения элементарного объема – элементарная площадка, линейный размер – элементарная длина. Объемы породы меньше элементарного обладают физическими свойствами, отличными от свойств горной породы.

Образец породного массива – часть породного массива, изъятая из естественного залегания для экспериментального определения его свойств, технически доступные размеры которой обычно меньше размеров экспериментального объема породного массива.

Элементарный объем породного массива – наименьший объем массива, который сохраняет все его свойства. Судя по определению технически доступного образца породного массива, его свойства не дают возможности составить представления о свойствах массива в целом.

В геомеханике под свойствами горных пород и породных массивов имеются в виду механические свойства: деформируемость и прочность.

Механические свойства горной породы – это класс физических свойств, характеризующий поведение горной породы в условиях различных механических воздействий.

Механические свойства образца горной породы – это механические свойства части горной породы, изъятая из естественно залегающей литологической разности и имеющей размеры не менее элементарного объема горной породы.

Механические свойства породного массива – это класс физических свойств, которые характеризуют поведение массива в условиях различных механических воздействий и которые, как правило, не могут быть определены как механические свойства технически доступных образцов массива.

Механические свойства образца породного массива – это механические свойства части массива, изъятая из естественного залегания и имеющего размер обычно меньше элементарного объема.

Изучение механических свойств горных пород и массивов является вспомогательной задачей в геомеханике, основная ее задача – изучение геомеханических процессов.

Геомеханическое состояние – это совокупность показателей, характеризующих деформируемость, прочность и устойчивость массива при определенном силовом воздействии, т. е. характеризующих уровень развития геомеханических процессов деформирования, перераспределения напряжений и разрушения.

Геомеханические процессы в породных массивах – это механические процессы деформирования (в том числе совместно с конструкциями), перераспределения напряжений и разрушения.

Проявления геомеханических процессов (проявления горного давления) – это инструментально или визуально наблюдаемые реализации механических процессов в виде смещений, обрушений, горных ударов и т. д., как правило, осложняющие технологию ведения горных работ, а в некоторых случаях используемые для ее совершенствования.

И наконец, приведем еще одно чрезвычайно важное понятие, связанное с изучением свойств горных пород и массивов, – геомеханическое состояние породного массива, подразумевающее совокупность показателей, характеризующих его деформируемость, прочность и устойчивость при определенном силовом воздействии, т. е. характеризующих уровень развития механических процессов деформирования, перераспределения напряжений и разрушения.

ГЛАВА 2. ПОРОДНЫЙ МАССИВ И ЕГО СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ

2.1 Характеристика горных пород и породного массива

2.1.1 Характеристика горных пород

Горные породы представляют параллельные агрегаты, составленные чаще всего из нескольких минералов (полиминеральные) и реже из одного. Свойства пород зависят от их состава и строения. В составе горных пород существенную роль играют только немногим более 20-ти так называемых пороодообразующих минералов, наиболее распространенных в земной коре. Если расположить их в порядке убывания прочности и увеличения деформируемости, можно выделить четыре группы пороодообразующих минералов: кварцевые; силикатные; карбонатные и глинистые; легкорастворимые. Соответственно горные породы из этих минералов будут обладать различными механическими свойствами: наибольшей прочностью и наименьшей деформируемостью будут обладать горные породы, составленные из кварцевых минералов, например, кварциты, кремнистые песчаники. Высокую прочность имеют силикатные породы. При наличии в породе глинистых и легкорастворимых минералов прочность и упругость резко уменьшается.

Помимо минерального состава, механические свойства горных пород существенно зависят от их строения, важнейшими признаками которого являются структура и текстура горных пород. Под структурой понимается степень кристаллизации пород, размеры, форма минеральных зерен и характер связей между ними. По степени кристаллизации пород можно выделить структуры: поликристаллические, неполикристаллические, стекловатые, порфиоровые, обломочные.

Поликристаллическим породам свойственна полная раскристаллизация всех слагающих их минералов. Породы неполикристаллические состоят частично из кристаллических зерен, частично из аморфной стекловатой цементирующей массы. Стекловатые породы полностью состоят из стекловатой массы. В породах порфиоровой структуры в общую стекловатую или кристаллическую массу вкраплены крупные зерна. Породы обломочной структуры состоят из цементированных обломков первичных пород, из которых они образованы. С увеличением степени раскристаллизации пород обычно их прочность понижается.

По крупности кристаллических зерен различают: породы гиганта, грубо-, крупно-, средне-, мелкозернистой, афинитовой и скрытозернистой структур.

Породы гиганто-зернистой структуры имеют размеры слагающих их кристаллов свыше 100 мм, например, созданные пегматиты. Крупность кристаллов грубозернистых пород составляет от 10 до 100, крупнозернистых – от 5 до 10, среднезернистых – от 1 до 5, мелкозернистых – до 1 мм. В породах афинитовой структуры зерна различимы лишь в лупу, скрытозернистой – только под микроскопом. По мере уменьшения зернистости повышаются плотность, прочность и упругость пород.

Выделяют также породы равнозерновой структуры, которые сложены из кристаллов примерно одинаковых размеров, и неравно-зернистой структуры, в которых размеры слагающих их кристаллов существенно различны. Мелкозернистые структуры обладают более высокой прочностью и меньшей деформируемостью. Существенную роль при формировании механических свойств пород играет характер структурных связей между минеральными составляющими и, в первую очередь, состав цементирующего вещества, который целесообразно привести в порядке убывания его прочностных свойств: кремнистый, железистый, известняковистый, глинистый и т. д.

Другим важнейшим признаком строения пород является их текстура, под которой понимают взаимное расположение структурно однотипных частей породы в занимаемом ими пространстве. Текстура породы может быть упорядоченной и неупорядоченной. Упорядоченная текстура формирует анизотропию механических свойств пород, т. е. различие их показателей в зависимости от направления силового воздействия. Напротив, породы неупорядоченной текстуры можно рассматривать как квазиизотропной или почти изотропной, т. е. с показателями механических свойств, не зависящими от направления силового воздействия.

2.1.2 Геомеханическая классификация горных пород

В общем случае горные породы представляют собой многокомпонентные гетерогенные системы, включающие твердую, жидкую и газообразную фазы. Наличие жидкой и газообразной фаз обусловлено пористостью пород.

В зависимости от геологических процессов, в результате которых образовались горные породы, их разделяют на три генетические (литологические) группы: магматические (или изверженные), осадочные и метаморфические (таблица 2.1).

Несмотря на свою полезность, литологическая классификация полностью не удовлетворяет инженерным требованиям, поскольку одной породе, в геологическом понимании, могут быть присущи самые разнообразные механические свойства. С инженерной точки зрения, геологическая характеристика должна сопровождаться хотя бы одним

Таблица 2.1 – Литологическая классификация пород

Генетический тип породы		Наименование породы	Возможные неблагоприятные свойства породы
Магматические (изверженные) породы		Граниты Базальты	Склонны к выветриванию. Выветриваются
Осадочные породы	Обломочного происхождения	Песчаники Глинистые сланцы	Плохо бурятся. Подвержены пучению и усадке
	Химического происхождения	Известняки Глина Каменная соль	Карст, высокая водопроницаемость. Пучится при увлажнении. Выщелачивается
Метаморфические породы		Сланцы Гнейсы Кварциты	Весьма анизотропные. Анизотропные. Очень плохо бурятся

параметром из геологических свойств. В основу геомеханических классификаций ненарушенных пород положена: прочность на одноосное сжатие (десять категорий по Протодьяконову, три класса по Коатсу, пять классов по Диру и Мюллеру, семь классов по Белявскому; «относительный» модуль $E / \sigma_{сж}$ по Диру и Мюллеру и др.).

Применительно к кругу задач, решаемых в геомеханике, породы лучше классифицируются по характеру связей между их частицами. По этому признаку следует выделить несколько классов пород:

1. Твердые породы, в которых слагающие их твердые минеральные частицы связаны между собой жесткой связью, обеспечивающей сохранение формы. К ним относятся: магматические, осадочные систематизированные и метаморфические породы. В этом числе иногда выделяют скальные и полускальные породы исходя из их прочностных свойств. К скальным относят крепкие породы с пределом прочности при одноосном сжатии более 50 кгс/см². При насыщении водой силы смещения у таких пород не исчезают. Примерами скальных пород могут служить: граниты, диабазы, базальты, сиениты, гнейсы, крепкие песчаники и известняки. К полускальным относят цементированные породы, у которых наряду с жесткими, существенно проявляются и пластичные связи. Выше некоторых предельных нагрузок, при которых жесткие связи нарушаются, деформация таких пород происходит по тем же законам, что и для рыхлых пород. При насыщении водой силы сцепления у полускальных пород, как правило, незначительно снижаются либо даже полностью исчезают. Примерами таких пород являются слабо цементированные песчаники, слабые известняки, доломиты, мергели, песчанистые и глинистые сланцы, аргиллиты, алевролиты.

2. Связные или пластичные породы, в которых минеральные частицы связаны водно-коллоидной связью, что изменяет степень их

пластичности при насыщении водой. Примерами связных пород являются глины и слабые глинистые сланцы, суглинки, бокситы.

3. Раздельно зернистые или рыхлые, сыпучие породы, в которых связи между минеральными частицами отсутствуют или ничтожно малы, т. е. эти породы представляют собой простые механические связи частиц нескольких или одного минерала, либо обломков твердых пород. Примерами являются пески гравийно-галечных отложений, искусственные (техногенные) отвалы пород. В этом классе выделяют песчаные и крупнообломочные породы.

4. Текучие породы, в которых минеральные частицы разобщены водой, т. е. способны различным образом перемещаться вместе с насыщающей их водой. Примерами таких пород являются насыщенные водой пески (пльвуны), насыщенные водой глины или суглинки.

Наибольший объем веса горных работ приходится на твердые породы, поэтому их изучение представляет основной интерес в геомеханике.

Здесь уместно напомнить некоторые петрографические особенности горных пород.

Свойства горных пород зависят от особенностей их внутреннего строения и сложения в породном массиве. Состоят горные породы из минералов. Известно около 3000 различных минералов, однако в составе горных пород существенную роль играют только немногим более двадцати, так называемых пороодообразующих минералов (таблица 2.2), наиболее распространенных в земной коре.

Таблица 2.2 – Основные минералы, обуславливающие физические свойства горных пород

Минерал	Код	Минерал	Код
Кварц	01	Гипс	11
Полевой шпат	02	Галоиды	12
Оливин	03	Глинистые	13
Пироксин	04	Слюда	14
Доломит	05	Сера	15
Роговая обманка	06	Хлорит, тальк	16
Анатит	07	Углеродистые	17
Серпентин	08	Магнетит	18
Кальцит	09	Другие железорудные	19
Нефелин	10	Другие рудные	20

Можно выделить нескольких важнейших групп пороодообразующих минералов, оказывающих существенное, и притом различное, влияние на механические свойства пород:

- а) кварцевые минералы – кварц, кремьень, халцедон и др.;
- б) силикатные минералы – полевой шпат, амфибол, пироксин, слюда и др.;

в) карбонатные и глинистые гидрофильные минералы – кальцит, доломит, каолинит и др.;

г) легкорастворимые минералы – гипс, галенит, сильвин и др.

Наивысшей прочностью и упругостью обладают кварцевые породы с кремнистой цементацией (кремнистые песчаники, кварциты). Высокую прочность имеют силикатные породы. Однако с повышением содержания слюдястых минералов показатели прочности снижаются. При наличии в породе глинистых и легкорастворимых минералов прочность и упругость резко уменьшается.

К строению пород относят размеры, форму, взаимное расположение и способ срастания слагающих их минеральных частиц. Важнейшими признаками строения пород являются их структура и текстура.

2.1.3 Характеристика породного массива

Породный массив, под которым понимается участок земной коры, – основной объект изучения при решении задач геомеханики. Это сложная механическая система, состоящая из пород различного минералогического состава с существенно отличающимися друг от друга физико-механическими свойствами. Полностью характеризуется тремя категориями показателей: составом, состоянием и свойствами (рисунок 2.1).

Под составом породного массива подразумевается совокупность слагающих его частей, элементов. Поскольку породный массив – среда с ярко выраженным масштабным фактором, то и состав его качественно и количественно отличается на различных масштабных уровнях.

Следуя от общего к частному, вначале рассматриваются литологические типы (разности) пород, слагающие разрез месторождения или его участка. На начальных стадиях изучения месторождения выделение литологического состава породного массива оказывается достаточным для предварительной оценки других показателей.

Петрографический состав породного массива или отдельных литологических разностей определяет свойства образцов, и во многих случаях свойства массива. Последнее относится к случаям, когда масштабы геомеханических процессов не выходят за пределы литологической разности массива.

Минералогический состав породного массива (вернее, литолого-петрографических разностей массива) в общем случае имеет меньшее значение для большинства геомеханических процессов. Однако знание его обязательно, так как во многих случаях этот показатель в комплексе с другими позволяет находить правильные ответы на поставленные вопросы (например, при оценке дробимости пород, удароопасности и др.).

Состав горных пород при кристаллическом уровне при инженерно-геологических исследованиях для обеспечения задач геомеханики обычно не рассматривается.

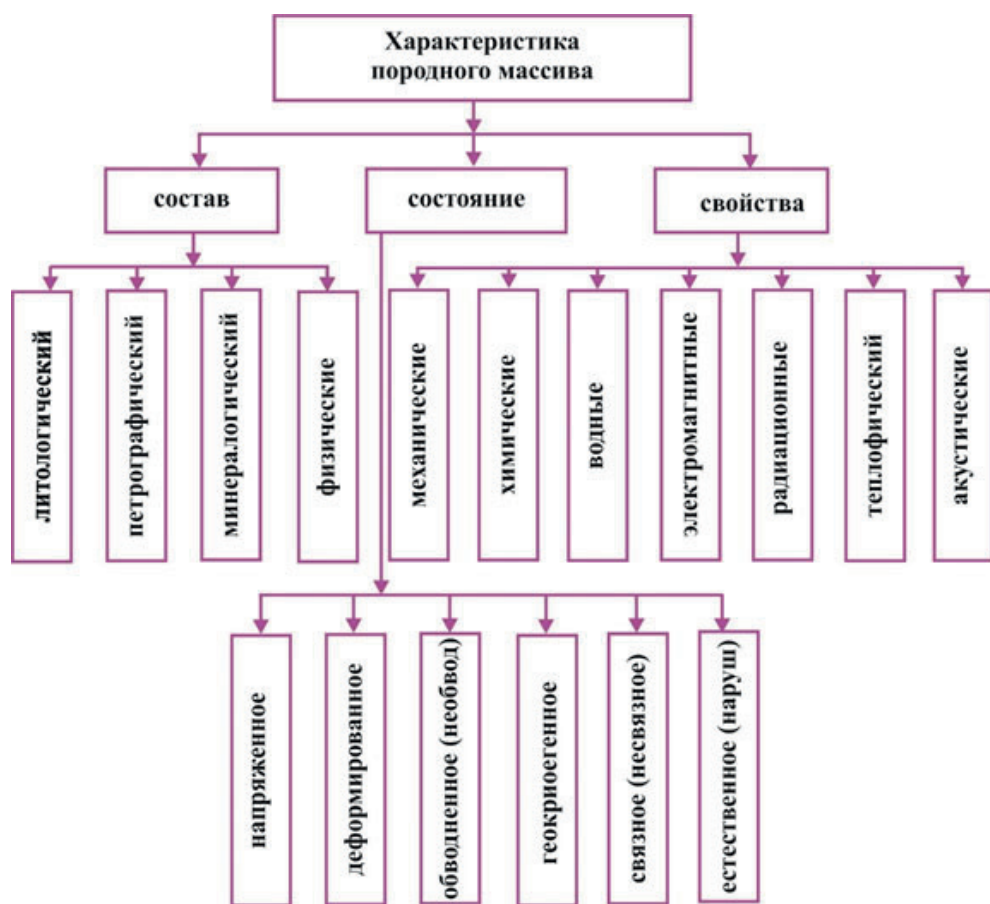


Рисунок 2.1 – Характеристика породного массива

Состояние породного массива определяется воздействием физических полей различной природы (силовых, геометрических, гидрогеодинамических). Соответственно, можно выделить следующие основные разновидности состояния породного массива: напряженное, деформированное, обводненное (необводненное), мерзлое (немерзлое), связанное (несвязное), естественное (или нарушенное какими-либо работами).

Напряженное состояние породного массива на момент изучения является следствием силовых полей, воздействию которых подвергался участок земной коры за всю геологическую историю развития.

Деформированное состояние породного массива является следствием взаимодействия полей напряжений и свойств массива. И это состояние на момент наблюдений следует считать интегральной картиной множества геологических процессов, следовавших и накладывавшихся один на другой.

Внешними проявлениями деформированного состояния массива в основном являются складчатые и разрывные структуры различного масштабного уровня.

Обводненность массива – одно из характерных его состояний. Обводненность отрицательно влияет на многие горные сооружения.

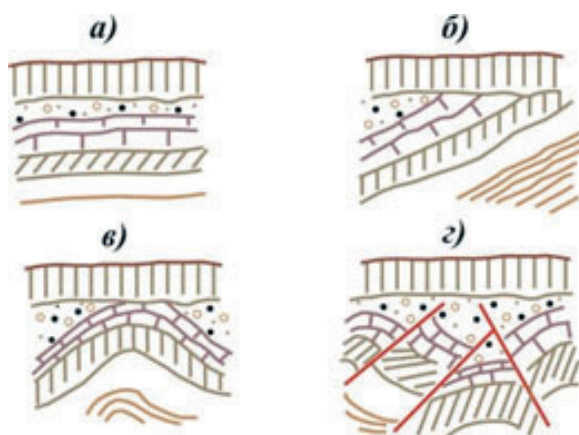


Рисунок 2.2 – Основные типы тектонического строения породного массива: а – тектонически ненарушенные; б – моноклиналиное залегание; в – простое складчатое строение; г – сложное складчатое строение

Проявляется это влияние, прежде всего, в виде уменьшения прочности обводненных пород.

Многие глинистые породы при водонасыщении изменяют свои свойства (приобретают подвижность, набухают, разуплотняются), что также усложняет проведение горных работ.

Геокригенное (вечномерзлое) состояние породного массива широко распространено на значительных территориях, и играет там существенную роль при формировании и ходе геомеханических процессов.

Степень связности породного массива может быть отнесена к важнейшей характеристике его состояния. Породные массивы в первом приближении могут быть разделены на связные (моноклитные) и несвязные (сыпучие).

Чередование горных пород с различным минеральным составом образует слоистость и полосчатость массива. Слои пород между плоскостями ослабления называют пластовой отдельностью.

Важной характеристикой массива являются тектонические условия залегания горных пород: тектонически ненарушенные, моноклиналиные, простого складчатого строения без существенных разрывов сплошности и сложного складчатого строения с сильно развитыми разрывными дислокациями и др. (рисунок 2.2).

Физические свойства породного массива обусловлены свойствами слагающих его слоев, их мощностью, тектоническим строением, газоносностью, гидрогеологическими условиями, изменчивостью этих факторов, процессами выветривания вышележащих слоев. Слоистый массив, сложенный изотропными слоями, проявляет анизотропию свойств.

2.2 Структурно-механические особенности породного массива

Земная кора обладает довольно резко изменяющейся мощностью и непостоянным строением. В пределах литосферы (земной коры) отмечают горизонтальную структурную зональность. Возникновение горизонтальной зональности связано со всей геологической историей формирования оболочек Земли, насчитывающей 4,5–5 млрд лет. В литосфере выделяются структурные элементы различных порядков – глубинные и коровые тектонические структуры: глобальные (планетарные), региональные, глыбовые и блоковые.

Глубинными структурами первого порядка являются континенты и океанические области земной коры. Структуры второго порядка – подвижные геосинклинальные пояса и относительно устойчивые платформы, щиты. Эти две структуры имеют линейные размеры, исчисляемые тысячами километров. Сеть пересекающихся глубинных разломов более низких порядков – третьего и четвертого, относимых к региональным, литосфера разделена на планетарные, глыбы, пластины, линзы и клинья.

Разломы более низких порядков – коровые разрывы, не выходящие из пределов земной коры, планетарные глыбы земной коры расчленены на блоки. Коровые тектонические структуры образуют складчато-разрывные деформации различных порядков, имеющие линейные размеры по простиранию максимально до десятков, иногда нескольких сотен километров. В пределах глыб и блоков земной коры имеют развитие плавные и пликативные деформации соответствующих порядков – складчатость и волновые изгибы, т. е. земная кора имеет глыбово-волновое строение.

По характеру строения в земной коре выделяют: континентальную, океаническую и переходную области. К континентальной области, кроме собственно территории континентов, относятся материковая отмель (шельф) и острова континентального типа. К переходной – континентальный склон, окраинные моря, глубокие внутренние моря и островные дуги вдоль многих океанических границ. Площадь континентов 148,9 млн км², океанов и морей – 361,4 млн км².

Мощность континентальной коры составляет в среднем 35–40 км, уменьшаясь до 20 км, и возрастая до 75–80 км на отдельных участках (рисунок 2.2, а).

Осадочный слой слагают различные по составу осадочные горные породы (глины, суглинки, пески, галечники, известняки и др.), прерывистым чехлом покрывающие земную кору с поверхности. Мощность их варьирует от 0 до 10–15 км при среднем значении около 3 км; средняя плотность – 2,5–2,6 г/см³.

Гранитный слой развит в земной коре неравномерно. Его мощность увеличивается от древних к молодым континентам и наибольшей

величины (50–80 км) достигает в зонах молодых горных сооружений (западные Альпы, Памир). Гранитный слой практически отсутствует или очень мал (0,4–0,5 км) под океанами. Средняя плотность составляет 2,6–2,7 г/см³.

Граница Конрада, определяемая ростом плотности пород (от 2,7–2,9 г/см³), отделяет гранитный слой от нижней части земной коры – базальтовой постели. Базальтовый слой на территориях равнин достигает 20–30 км, в районе молодых гор – 15–20 км, а под океанами – 5–6 км.

Основной структурно-механической особенностью породного массива является наличие структурных ослаблений, которые в геомеханике можно подразделить на два основных типа. К первому типу относят большие протяженности: по контактам между слоями осадочных пород и литологическими разностями изверженных пород, по дизъюнктивным нарушениям и тектоническим разрывам. Эти структурные ослабления могут служить поверхностями, по которым происходит скольжение одной части деформируемого массива, относительно другой. Однако в силу большой протяженности, обычно превосходящей размеры породного массива вокруг горной выработки, где локализуются геомеханические процессы деформирования и разрушения, эти структурные ослабления практически не влияют на механические свойства исследуемого массива.

Ко второму типу относятся структурные ослабления по площадкам ограниченных размеров, каковыми являются трещины, которые имеют различные направления и оконтуривают породные блоки. Размеры этих трещин и породных блоков обычно меньше размеров исследуемого массива и существенно влияют на его деформируемость и прочность.

Отсюда, основными структурными особенностями породного массива, определяющими его механические свойства, являются: трещиноватость, блочность, слоистость в пределах исследуемого массива.

Трещиноватость является определяющей структурно-механической особенностью породного массива. Трещины наблюдаются в породах любого происхождения (осадочных, магматических и метаморфических), и по генетическому признаку подразделяются на естественные (природные) и искусственные (техногенные). В свою очередь, естественные трещины в зависимости от происхождения подразделяются на первичные образования и кристаллизации горных пород, тектонические, образовавшиеся под действием тектонических сил, и трещины выветривания.

Каждая отдельная трещина характеризуется длиной, шириной, шероховатостью и извилистостью стенок, а также пространственной ориентацией в породном массиве. Различают трещины открытые и заполненные.

По длине трещины разделяются на микротрещины (менее 0,1 м), трещины (от 0,1 до 100 м) и разрывы (более 100 м). Имея в виду размеры исследуемых массивов вокруг горных выработок, микротрещины

можно не рассматривать как структурные особенности массивов; их влияние интегрально учитывается при экспериментальной оценке механических свойств горных пород. Разрывы имеют длину от 100 м до 10 км, крупные тектонические разрывы – от 10 до 100 км. Поэтому разрывы относятся к структурным ослаблениям по поверхностям большой протяженности, и могут не рассматриваться при оценке механических свойств исследуемых породных массивов.

Предметом рассмотрения в процессе ведения горных работ являются трещины размером 0,1 до 100 м. При анализе процессов деформирования и разрушения породы вокруг горных выработок, целесообразно верхний предел протяженности трещин ограничивать 10 м.

В зависимости от взаимной ориентации трещин различают: упорядоченную (рисунок 2.3: 1, 2, 5, 8, 9, 10) и неупорядоченную (хаотическую) (рисунок 2.3: 3, 4, 6, 7, 11, 12, 13, 14) трещиноватость.

При упорядоченной трещиноватости всегда можно выделить одно или несколько направлений преимущественного распространения трещин. В свою очередь, упорядоченную трещиноватость подразделяют на системную и полигональную, состоящую из одной общей оси. Неупорядоченная трещиноватость характеризуется тем, что в ней нельзя выделить направление преимущественного распространения трещин.

Для количественной оценки трещиноватости используются линейный, площадной и объемный коэффициенты интенсивности трещиноватости. Они представляют собой соответственно отношение единицы длины, площади и объема к среднему расстоянию между соседними трещинами, к площади и объему части массива между соседними трещинами.

Трещины (рисунок 2.4), располагаясь в породном массиве на определенном расстоянии друг от друга, пересекаются, в результате чего массив с характерным размером H оказывается расчлененным на множество структурных блоков или отдельностей, со средним размером h . Соотношение h/H характеризует относительный размер блоков массива.

Блоки могут быть различной формы. В слабодислоцированных осадочных породах наблюдается параллелепипедная форма отдельностей, ограниченных, по крайней мере, тремя взаимно перпендикулярными системами трещин; в осадочных сильнодислоцированных и интрузивных породах при кососекущих трещинах – ромбоидальная; в массивно-кристаллических породах – плитообразная; в базальтах и покровных суглинках – призматическая; в глинистых сланцах и некоторых углях – чечевицевидная; в зоне выветривания крепких пород – шаровая.

По размерам породных блоков выделяются несколько порядков структурных нарушений массивов:

- нулевого порядка с размерами породных блоков более 10 км, образовавшихся в результате крупных тектонических разрывов;

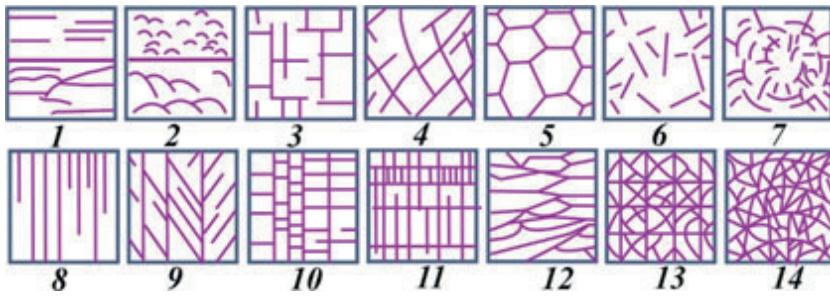


Рисунок 2.3 – Различные виды трещиноватости породных массивов

Геологические нарушения			Геомеханические типы	
Поверхности нарушения			Зоны нарушения	
1a	2a	3a	4a	5a
1б	2б	3б	4б	5б
1в 1в'	2в	3в	4в	5в

Рисунок 2.4 – Классификация поверхностей и зон нарушения с механической точки зрения: 1а – гигантские трещины; 1б – гигантская трещина, заполненная перетертым материалом; 1в – гигантская трещина с глиняным заполнением; 1в' – гигантская трещина с полосой разрушения из глины; 2а – узел гигантских трещин; 2б – узел гигантских трещин, заполненных перетертым материалом; 2в – узел гигантских трещин, заполненных глиной; 3а – семейство крупных трещин; 3б – полосы разрушения с крупными трещинами; 3в – крупные трещины с милонитом; 4а – гигантская трещина с оперяющимися трещинами; 4б – полосы разрушения с краевой гигантской трещиной; 4в – милонит с сопутствующей гигантской трещиной; 5а – полоса разрушения; 5б – ультрамилонит; 5в – милонит

- первого порядка с размерами блоков от десятка метров до 10 км, оконтуренных геологическими нарушениями, тектоническими разрывами;
- второго порядка с размерами блоков от сантиметров до десятков метров, которые являются следствием естественной трещиноватости, структуры и состава пород в пределах слоя;
- третьего порядка с размерами структурных элементов от 10^{-5} до 10^{-2} м, оконтуренных микротрещинами на уровне минеральных зерен;
- четвертого порядка с размерами структурных элементов от 10^{-8} до 10^{-5} м на уровне дефектов кристаллической решетки.

Структурные элементы четвертого и третьего порядков определяют механические свойства пород при испытании породных образцов. Структурные блоки второго порядка должны учитываться при оценке механических свойств породных массивов вокруг горных выработок. Структурные блоки первого порядка должны оказывать влияние на оценку механических свойств подрабатываемых массивов. Структурные блоки нулевого порядка могут не учитываться при оценке механических свойств породных массивов.

Слоистость. При определении механических свойств слоистых породных массивов, так же как их трещиноватость и блочность, следует рассматривать в масштабах исследуемого массива, где локализируются геомеханические процессы, вызываемые горными выработками. При таком подходе не подлежит учету микрослоистость, определяемая различными литологическими разностями, когда мощность слоя больше линейных размеров исследуемого массива, т. е. массив складывается из одной литологической разности. Очевидно, что в этом случае контакты между слоями являются структурными ослаблениями большой протяженности и также могут не учитываться при оценке механических свойств массива.

Если в пределах литологической разности, которая составляет исследуемый массив, наблюдается микрослоистость с мощностью слоя больше размеров породного образца, влияние последней должно учитываться так же, как влияние упорядоченной трещиноватости. Что касается микрослоистости с мощностью слоя меньше размеров породного образца, ее влияние учитывается в экспериментальных характеристиках механических свойств породных образцов.

Предметом особого анализа является микрослоистость с мощностью слоев меньше линейного размера исследуемого массива, когда исследуемый массив складывается из различных литологических разностей. В этом случае, если при переходе из одного слоя в другой не наблюдается скачкообразное изменение свойств горных пород, можно рассматривать исследуемый массив как единый объект, оценивая его механические свойства в виде непрерывной функции координат. Если наблюдается

скачкообразное изменение свойств горных пород на контакте слоев, то возникают серьезные математические трудности для описания механического состояния такого массива.

2.2.1 Неоднородность и анизотропия породного массива

Трещиноватость, блочность, слоистость и другие структурно-механические особенности приводят к появлению неоднородности и анизотропии породного массива по механическим свойствам.

Под неоднородностью массива по механическим свойствам понимается зависимость свойств в пределах данного массива от координат точки опробования.

Под анизотропией массива по механическим свойствам понимается зависимость свойств в пределах данного массива от направления опробования.

По размеру элементов различают неоднородность четырех порядков.

Под термином «элемент неоднородности» подразумевают наибольший внутренний однородный объем горной породы, отличающийся по своим свойствам от соседних с ним объемов.

Неоднородность IV порядка – это неоднородность кристаллов: дефекты кристаллической решетки, дислокации и т. п. (размеры элемента неоднородности 10^{-6} – 10^{-3} см).

Неоднородность III порядка – различие в химическом и минеральном составе, форме и размере зерен, неоднородность в распределении цементирующего вещества; наличие микротрещин (размер элемента неоднородности 10^{-3} – 10^0 см).

Неоднородность II порядка – неоднородность структуры горных пород и их состава (размеры элемента неоднородности 10^0 – 10^3 см).

Неоднородность I порядка – наличие литологических разностей, зон выветривания, разгрузки и т. п. (размер элемента неоднородности 10^3 см и более).

При лабораторных исследованиях образцов обычно имеют дело с неоднородностью III порядка, при натурных исследованиях в пределах одной литологической разности – с неоднородностью II порядка. Для макроскопического массива характерен I порядок неоднородности.

Необходимо подчеркнуть, что у выделенных порядков структурных неоднородностей в пределах одного породного массива, как правило, наблюдается довольно четкое соответствие в пространственной ориентировке. Кроме того, между геометрическими и механическими характеристиками структурных неоднородностей массива также существует определенная связь: крупным, но более редким поверхностям неоднородностей соответствуют более низкие значения прочностных характеристик.

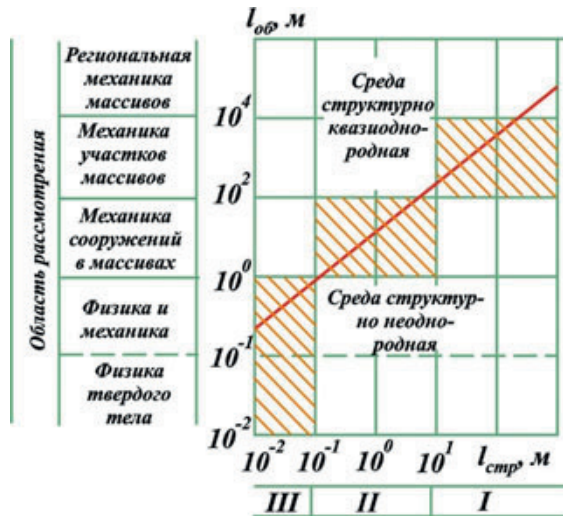


Рисунок 2.5 – Диаграмма структурной неоднородности породного массива: $l_{стр}$ – размеры структурных блоков; $l_{обр}$ – размер образца, выработки, целика, зоны сдвижения: $m = \frac{l_{обр}}{l_{стр}} \geq 10 - 20$

$$m = \frac{l_{обр}}{l_{стр}} \geq 10 - 20$$

Естественно, что влияние неоднородностей различных порядков на деформирование и разрушение каких-либо конкретных объектов далеко не равнозначно. Например, неоднородности первого порядка на устойчивость горных выработок практически не влияют, поскольку размеры структурных блоков, образуемых неоднородностями этого класса, больше размеров выработок во много раз, т. е. принятие однородной или неоднородной модели объекта зависит от масштаба рассмотрения (рисунок 2.5).

Обобщенная картина влияния масштабного фактора на свойства объекта показана на диаграмме (рисунок 2.5). Диагональная линия соединяет точки, соответствующие значению элементарного объема для различных масштабных уровней. Заштрихованные области соответствуют неустойчивой квазиоднородности среды, обусловленной разбросом значений показателей структурной раздробленности.

Породный массив в расчетах может приниматься однородным или неоднородным в зависимости от масштаба изучаемого явления. Можно полагать, что при $\frac{l_g}{l_c} > 10$ (l_g – линейный размер исследуемой области или области эксперимента; l_c – линейный размер элементов неоднородности) среда может считаться однородной.

Геологические нарушения массива встречаются в природе либо в виде крупноплощадных элементов (крупные, гигантские трещины), либо в виде элементов с малой поверхностью (трещины, сланцеватость),

Таблица 2.3 – Некоторые данные об анизотропии прочностных и упругих свойств горных пород

Горная порода	$\sigma_{CT}^{\perp} / \sigma_{CT}^{\parallel}$	$\sigma_P^{\perp} / \sigma_P^{\parallel}$	$E^{\parallel} / E^{\perp}$
Слоистые известняки Хайдаркена	1,44	1,31	1,34
Слюдяно-кварцевые сланцы Терек-Сая	1,68	1,47	1,51
Мраморированные известняки Терек-Сая	1,57	1,49	1,48
Песчаники Джергалана	1,43	1,73	1,32
Алевролит Кызыл-Кии	1,9	1,47	1,21
Алевролит Сулюкты	1,42	1,1	1,70
Уголь Ташкумыра	1,25	1,7	1,24

в первом случае это поверхности нарушения, во втором – зоны нарушения (рисунок 2.5).

Анизотропия, так же, как и неоднородность, может быть различных порядков. Анизотропия IV порядка – анизотропия кристаллов. Анизотропия III порядка – определяется мелкой внутренней слоистостью, ориентировкой зерен и системой трещиноватости, может быть оценена по результатам лабораторных испытаний образцов пород.

В таблице 2.3 приведены некоторые данные об анизотропии прочностных и деформационных свойств горных пород при испытании образцов по различным направлениям относительно слоистости: \perp – по нормали, \parallel – параллельно.

Анизотропия II порядка связана с внешней слоистостью и макротрещиноватостью.

Анизотропия I порядка связана с упорядоченным залеганием пород в виде моноклинали, серии блоков, разделенных тектоническими разрывами.

2.2.2 Масштабный эффект в породном массиве

В породном массиве наблюдается целая иерархия структурных неоднородностей: от сравнительно небольших с размерами меньше породных образцов, влияние которых учитывается их лабораторными испытаниями, до крупных структурных образований, масштаб которых соизмерим с размерами исследуемого массива, и влияние которых на механические свойства массива не может быть учтено по результатам испытаний породных образцов. Породный массив представляет сложную иерархическую систему, где размеры элементарных объемов растут с увеличением размеров структурных неоднородностей и механические свойства при переходе на более высокий масштабный уровень

трансформируются за счет включения в элементарные объемы новых структурных неоднородностей.

При этом элементарные объемы более крупного масштаба, как правило, оказываются более деформированными и менее прочными, поскольку включают более крупные поверхности ослабления (трещины, межслоевые контакты и др.), сдвиги по которым и разрушения которых более вероятно, чем для мелкомасштабных поверхностей ослабления. Масштабы элементарных объемов увеличиваются с увеличением исследуемой области массива (области влияния), охваченной механическими процессами деформирования и разрушения. Отсюда наблюдается общая тенденция: деформируемость породного массива растет, а прочность его уменьшается с увеличением исследуемой области, если при этом уровень и вид напряженного состояния этой области массива остается неизменными. Такая тенденция изменения механических свойств породного массива называется масштабным эффектом в массиве.

Наиболее наглядной иллюстрацией масштабного эффекта в массиве является зависимость устойчивости от его размера при прочих равных условиях. Общеизвестно, что в одном и том же массиве скважина более устойчива, чем штрекообразная выработка.

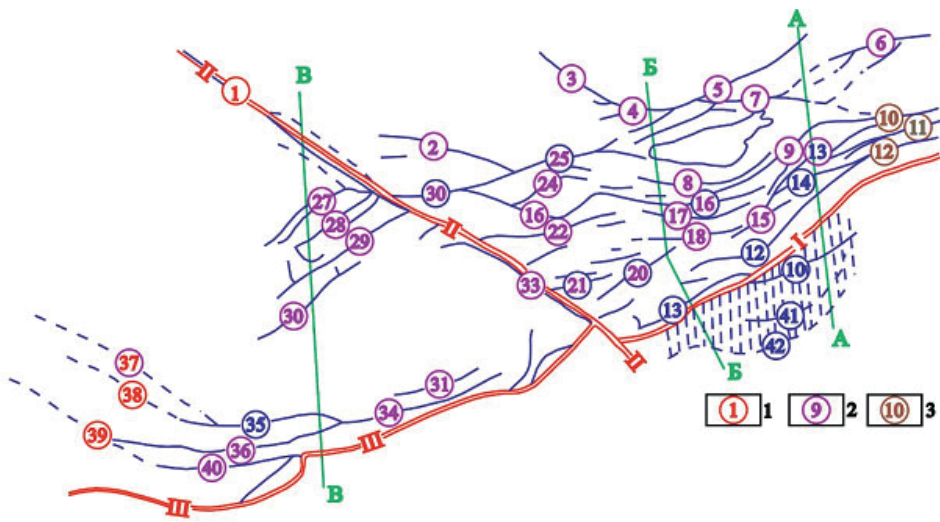
Породные массивы носят в себе следы разрушения на разных масштабных уровнях: от трещин на границах зерен минералов до многокилометровых разломов, разделяющих блоки земной коры. Системы разломов, с которыми связаны грабены (нем. – ров, канава), и разделения континентов говорят о крупномасштабном (растяжении, сжатии) деформировании породного массива. О чем свидетельствует наличие крупных и разномасштабных складок и разрывов в регионах. Например, на рисунке 2.6 представлена схема расположения осей мегантиклиналей (хребтов) и характер развития глубинных разломов в горной системе Тянь-Шань, а на рисунке 2.7 – характер расположения складок и разрывных нарушений различного уровня в пределах одного месторождения и его участка, которые являются первой причиной масштабного фактора в породном массиве.

Структурная схема Северо-Восточного участка месторождения Хайдаркан с диаграммами простираций осей мелкой складчатости и ориентировки разрывных нарушений представлена на рисунке 2.8.

2.2.3 Движение породного массива

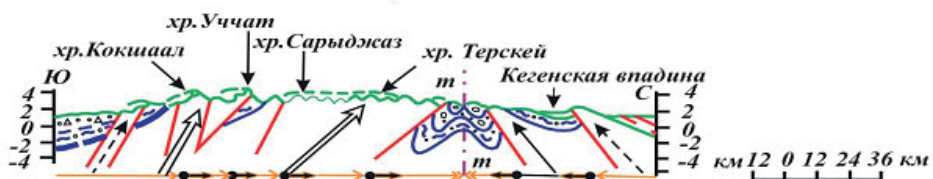
До сих пор речь шла о свойствах породного массива как твердого тела безотносительно к условиям его существования. Природные объекты, однако, трудно выделить из окружающей среды без того, чтобы оказались утраченными важные его свойства. Так, например, породный массив, выделяемый по каким-либо геологическим признакам, постоянно участвует в деформационных процессах как элемент более крупной системы, которая, в конечном счете, объединяется в понятие литосферы.

а



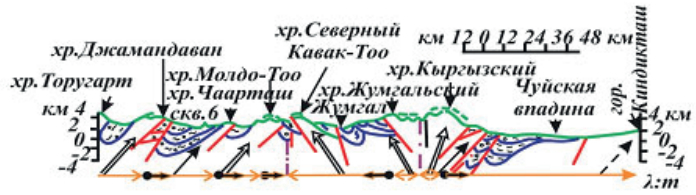
б

Разрез по линии А-А



в

Разрез по линии Б-Б



г

Разрез по линии В-В

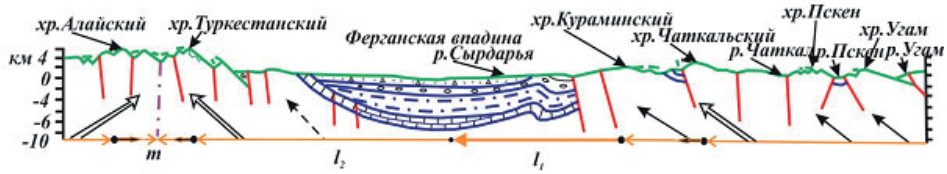


Рисунок 2.6 – Схема расположения осей мегантиклиналей (хребтов) (а) Тянь-Шаня: I – мегантиклинали, поднятые до 3000 м (1 – Кара Тоо, 37 – Нура Тоо, 38 – Актоо, 39 – Заравшанский); II – мегантиклинали поднятые от 3000 до 5000 м (2 – Таласский, 3 – Киндиктас, 4 – Катсек, 5 – Заилийское Ала-Тоо, 6 – Кетмень, 7 – Кунгей Ала-Тоо, 8, 9 – Терскей Ала-Тоо, 13 – Акшыйрак, 15 – Борколдой, 16 – Байдулла-Капкатас, 17 – Атойнок, 18 – Нарын-Тоо, 19 – Оргыс, 20 – Атбашинский, 21 – Кызарт, 22 – Уок, 24 – Жумгалский, 25 – Кыргызский, 27 – Угам-Тоо, 28 – Пекем Тоо, 29 – Чаикальский, 30 – Курамин-Тоо, 31 – Ферганский, 33 – Ферганский, 34 – Алайский, 36 – Заравшанский, 40 – Майдантаг); III – мегантиклианли, поднятые 5000 м и более (5 – Сарыжаский, 11 – Энильчекский, 12 – Кокшальский); IV – глубинные разломы: I – Кокшальский, II – Таласо-Ферганский, III – Гисаро-Восточно-Алтайский

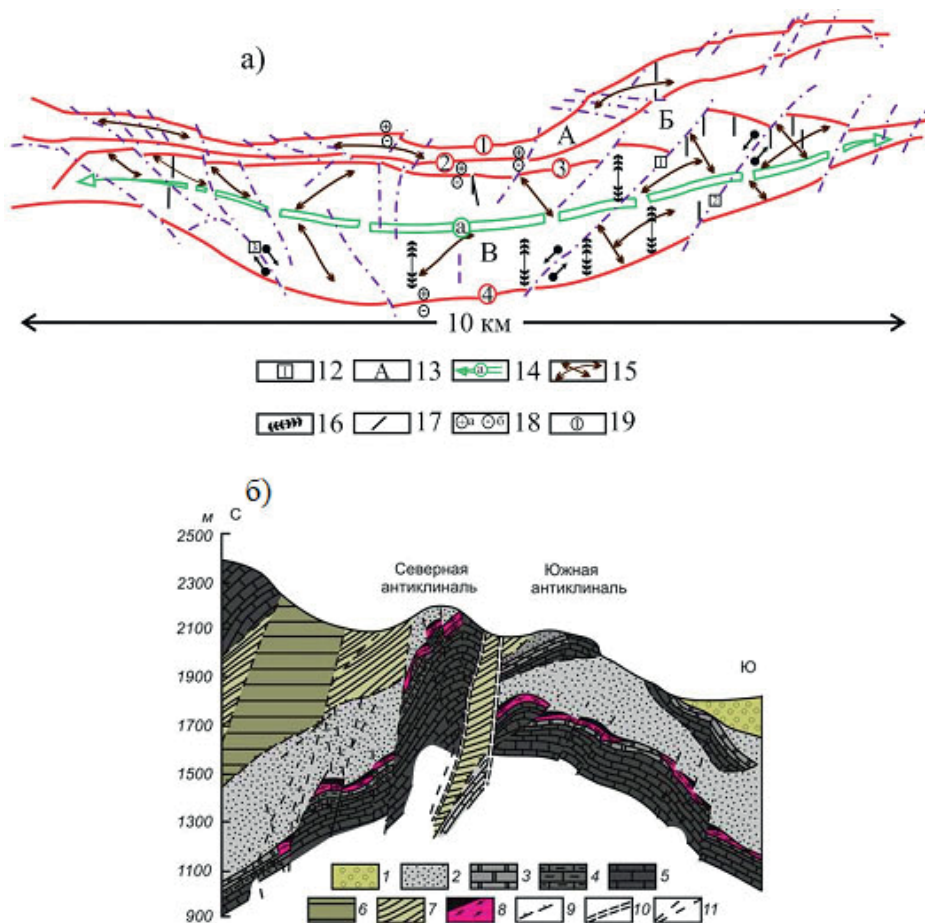


Рисунок 2.7 – Тектоническая схема (а) и обобщенный геологический разрез по линии А–В (б) месторождения Хайдаркан: 1 – четвертичные отложения; 2 – алудинские конгломераты; 3 – песчаные сланцы; 4 – тонкослоистые известняки; 7 – джаспероиды; 8 – субширотные разломы: 1 – Северный, 2 – Кара-Арчинский, 3 – Южный, 4 – Долинный, 10 – диагональные разломы: А – Северный; Б – Центральный; В – Южный; 11 – Направление основной антиклинальной складки; 12 – направление мелкой складчатости; 13 – дайки диабазовых порфиритов; 14 – меридиональные трещины отрыва; 15 – знаки указывающие: а – блок опущен, б – блок поднят; 16 – Ишметауский надвиг

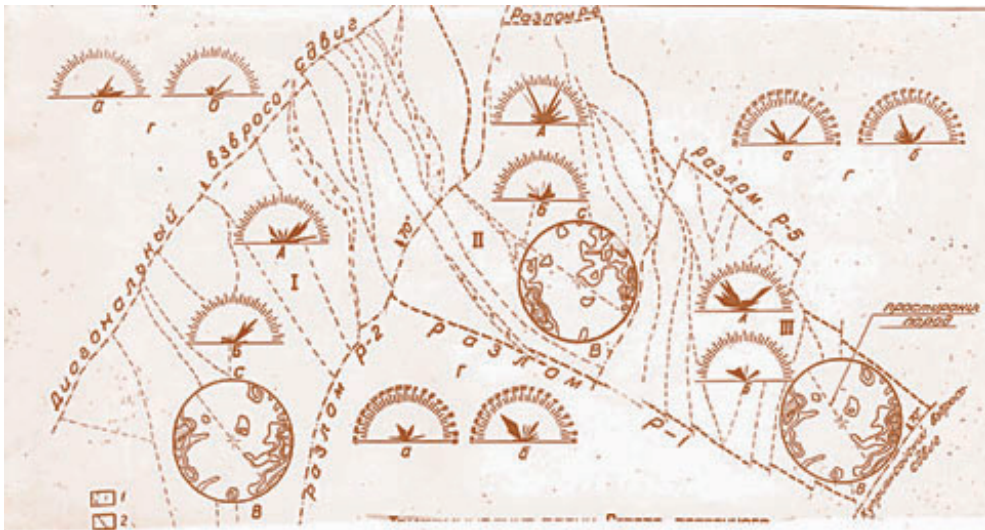


Рисунок 2.8 – Структурная схема Северо-Восточного участка месторождения Хайдаркан с диаграммами простираний осей мелкой складчатости и ориентировки разрывных нарушений: Тектонические блоки: I – Северо-Западный; II – Центральный; III – Юго-Восточный; А – простирание осей мелких складок; Б – простирание осей рудоносных складок; В – диаграмма ориентировки разрывных нарушений; Г – розы диаграммы простираний осей мелкой складчатости на флангах: а – на северном; б – на южном крыле антиклинали; 1 – зоны дробления, 2 – тектонические нарушения различных порядков

Это движение регистрируется геодезической съёмкой, наглядно зафиксировано в геологических разрезах, проявляется в землетрясениях и горных ударах, в разрушении природных образований.

Породный массив, таким образом, находится в механически неравновесном состоянии и непрерывно получает и диссонирует механическую энергию.

Обмен энергией между частями, или, лучше сказать, структурными элементами породного массива, определяет его состояние, особенно в случае расчленения его на блоки. В этом главная специфическая особенность объектов геомеханики. Отделяя горную породу от массива, мы лишаем ее важного качества – постоянного обмена механической энергией с окружающей средой. Нам представляется, что в этом скрыта главная трудность определения свойств массива по результатам испытания образцов.

Стационарное состояние породного массива отличается от статического равновесия тем, что механическая энергия сохраняется вследствие равенства подвода энергии извне и ее диссоциации.

Породные массивы несут в себе следы разрушения на разных масштабных уровнях: от трещин на границах зерен минералов до многокилометровых разломов, разделяющих блоки земной коры. Раз возникнув,

трещины многократно «используются», обеспечивая массиву большую подвижность. Вдоль одних разломов берега смещаются друг относительно друга на сотни километров, вдоль других разломов движение меняет направление много раз, о чем свидетельствуют большие зоны нарушения, так что ширина разлома достигает сотен метров. Так, сдвиговые движения на Тянь-Шане наиболее четко связаны с зонами Таласо-Ферганского глубинного разлома. Амплитуда горизонтальных смещений за мезокайнозой, по геологическим данным, оценивается в 60–120 км. Горизонтальные движения находят отражение и в рельефе. В зоне разлома речные долины образуют коленчатые перегибы, явно указывающие на взаимное смещение частей долины, расположенных по разные стороны от разлома (рисунок 2.9). Такие смещения охватывают зону шириной 15–20 км; амплитуда суммарного смещения за плиоцен-четвертичное время оценивается в 10–15 км.

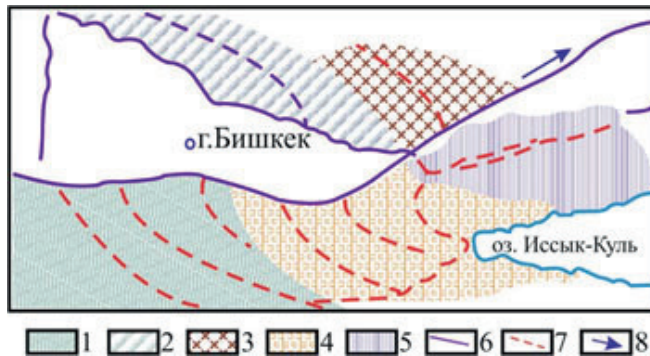


Рисунок 2.9 – Признаки горизонтальных движений земной коры в рисунке речной сети района Таласо-Ферганского разлома: l_1 – амплитуда горизонтального смещения в долине реки Урумбай, между точками *a* и *b*; l_2 – то же в долине реки Кызылсуу, между точками *в* и *г*; l_3 – то же между точками *д* и *е*

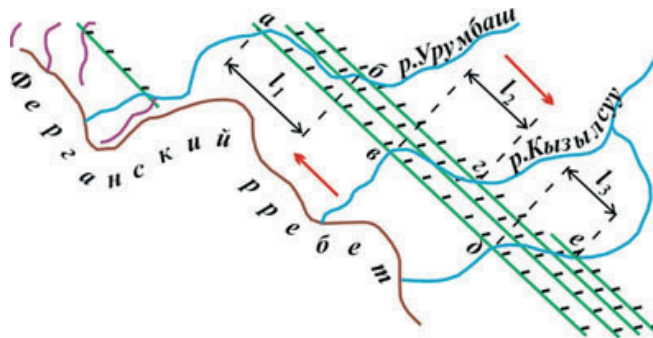


Рисунок 2.10 – Схема тангенциального сдвига по Северо-Тянь-Шаньскому разлому, зоны: 1 – Центрально-Киргизская; 2 – Киндиктасская; 3 – Восточно-Киргизская; 4 – Илийская; 5 – Кеминская; 6 – Северо-Тянь-Шаньский разлом; 7 – генеральные простирания каледонских структур; 8 – направление относительного тангенциального сдвига

Среди многочисленных разрывных нарушений, столь характерных для Тянь-Шаня, к настоящему времени выявлено немало крупных дизъюнктивных структур, значения которых не ограничиваются лишь простым нарушением в залегании верхних слоев земной коры. Такой структурой является Северо-Тянь-Шаньский разлом, проходящий вдоль северных подножий Киргизского хребта и Заилийского Алатау (рисунок 2.10). Горизонтальное смещение северного крыла разлома относительно южного исчисляется величиной порядка 80–85 км.

Итак, породный массив находится в состоянии движения, а не покоя, и его стационарные состояния характеризуются потоком диссипируемой энергии. Отсюда вытекают новые задачи геомеханики: во-первых, исследование стационарных состояний и их устойчивости; во-вторых, анализ переходных процессов из одного стационарного состояния в другое.

Значительные необратимые деформации обеспечивают интенсивный объем энергией внутри породного массива, что должно приводить к возникновению диссипативных структур.

Глава 3. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД, ПОРОДНОГО МАССИВА И ГРУНТОВ

3.1 Механические свойства горных пород и породного массива

Механические свойства характеризуют изменение формы, размеров и сплошности горных пород и массивов под воздействием механических нагрузок, которые создаются в результате действия естественных (горное давление, тектонического движения) или искусственных факторов (взрывные работы, резание, дробление т. д.).

Механические нагружения вызывают в горных породах и породных массивах напряжения и деформации.

По виду деформаций и связи с вызвавшими их напряжениями, механические свойства подразделяют на: упругие (модуль Юнга, коэффициент Пуассона и др.), пластические (модуль полной деформации, коэффициент пластичности и др.), прочностные (пределы прочности при сжатии, растяжении и др.) и реологические свойства (период релаксации, предел длительной прочности и др.).

К показателям механических свойств относят также характеристики воздействия на горную породу и породный массив жидкостей и газов (коэффициент размокания), горно-технологические параметры (показатели крепости, твердости, буримости, взрываемости, дробимости и др.).

Механические свойства определяют прямыми и косвенными измерениями напряжений и деформаций в горных породах и породном массиве в процессе их нагружения.

При измерении механических свойств горных пород и породного массива полученные данные должны обладать достаточной точностью, сопоставимостью и представительностью.

Разработано большое количество различных методов определения механических параметров горных пород и породного массива. Они делятся на лабораторные и натурные.

Лабораторными методами определяют механические параметры горных пород на образцах.

Лабораторный образец – это полностью подготовленный в соответствии с требованиями методики к испытаниям изолированный кусок породы с минимальным нарушением естественного состояния. В зависимости от размера выделяют образцы малые (объем до 1 см³), средние (до 200 см³) и большие (свыше 200 см³). В зависимости от степени обработанности образцы бывают правильной, полуправильной и неправильной формы.

Натурными методами определяют механические параметры породного массива непосредственно в природных условиях, без полного отделения изучаемого объема породы от окружающего массива. Изучаемые объемы могут быть как небольшими (измеряемыми в см³), так и превышающими десятки кубических метров.

Наличие в породном массиве структурных неоднородностей различного масштаба, и как следствие этого, масштабный эффект осложняют практическую задачу определения механических свойств массива. Для решения этой задачи приходится увеличивать размеры породных образцов, но не более размеров, определенных техническими характеристиками силовых установок. При этом максимально возможные размеры образцов породного массива при лабораторных испытаниях (обычно не более 0,1 м³), даже для относительно однородных массивов, остаются меньше элементарного объема массива и, следовательно, в результате лабораторного эксперимента не представляется возможным оценить механические свойства массива.

Более достоверные оценки можно получить, выполнив эксперимент непосредственно в натуральных условиях: в результате нагружения домкратами специально оконтуренных частей массива для определения его деформируемости и прочности; вдавливания штампов в породные обнажения выработок или стенки скважин (прессинометрия). Трудоемкость таких экспериментов несравнимо выше, чем лабораторных, но предельные объемы деформируемых породных массивов (прессинометрия – до 1 м³; метод штампов – до 2 м³) остаются, как правило, меньше соответствующих элементарных объемов.

Увеличения объемов деформируемых массивов можно достигнуть при использовании методов обратного анализа, когда деформирование осуществляется под воздействием горного давления при развитии фронта горных работ (проходческих, очистных) и сопровождается инструментальным измерением проявлений горного давления в виде смещений или деформаций массива. Математическое моделирование соответствующей геомеханической ситуации и последующие расчеты с использованием результатов инструментальных измерений позволяют оценить механические свойства деформируемого массива. Точность таких оценок зависит от степени идеализации геомеханической ситуации при ее математическом моделировании.

При использовании геофизических методов, которые основаны на изучении параметров распространения упругих волн, эксперимент охватывает наибольшие объемы породных массивов, но достоверность остается достаточно низкой.

На величину показателей механических свойств влияют: анизотропия горных пород и породного массива, силы и характер связей между частицами, ориентация ослабленных зон и слоев, размер зерен,

пористость, минеральный состав. Это предопределяет широкую вариацию показателей механических свойств от точек к точке в массиве.

Любые изменения состояния горных пород и породного массива и его структурных характеристик влияют на величину механических свойств.

Механические свойства предопределяют результат практически любого механического воздействия на горную породу и породный массив, возникающего в процессе строительства и эксплуатации месторождения и переработки полезного ископаемого.

Знание показателей механических свойств: упругих, пластических, прочностных и реологических необходимо также для расчетов горного давления, выбора методов и средств поддержания горных выработок, расчета размеров целиков, камер и т. д.

3.2 Полные диаграммы деформирования горных пород

Силовое воздействие на исследуемый образец породы вызывает в нем деформации, распространяющиеся от одной точки к другой и обеспечивающие, таким образом, передачу сил по всему объему. С помощью полных диаграмм «напряжение – продольная деформация», «напряжение – поперечная деформация» изучается характер особенности деформирования пород (рисунок 3.1).

В процессе эксперимента по одноосному сжатию породных образцов фиксируются только внешние проявления внутреннего механизма в виде усредненных по поперечному сечению продольных нормальных напряжений σ , и продольных линейных деформаций $\varepsilon_{||}$ и усредненных по продольному сечению поперечных деформаций ε_{\perp} . Под линейными деформациями понимаются относительные удлинения или укорочения соответствующих линейных размеров образцов.

При росте деформаций образца под действием внешних сил от нуля до некоторого значения ε^i происходит закрытие имеющихся в породе дефектов (пор, трещин), что обуславливает нелинейный характер участков диаграмм Oa и Oa^I .

С увеличением сжимающих напряжений σ_1 , начиная с нуля и до уровня σ_{1a} , экспериментальные зависимости $\sigma_1(\varepsilon'_{||})$ и $\sigma_1(\sigma^I_{\perp})$ имеют нелинейный характер. Коэффициент поперечной деформации β , рав-

ный отношению $\left| \frac{\Delta\varepsilon_{\perp}}{\Delta\varepsilon_{||}} \right|$, где $\Delta\varepsilon_{||}$ и $\Delta\varepsilon_{\perp}$ – приращения соответствующих

деформаций (противоположная по знаку: в продольном направлении положительные деформации укорочения $\Delta\varepsilon_{||}$, в поперечном – отрицательные деформации удлинения $\Delta\varepsilon_{\perp}$) возрастают до постоянной величины, так как в первую очередь закрываются трещины, ориентированные по

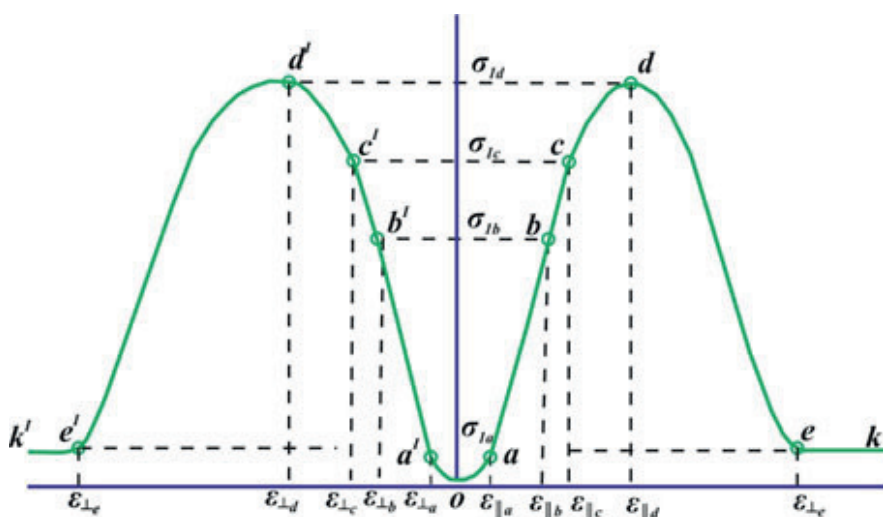


Рисунок 3.1 – Полные диаграммы деформирования горных пород

нормали к внешней сжимающей нагрузке. При этом объем образца уменьшается в результате его уплотнения.

Начиная с уровня напряжений σ_{1a} и до уровня σ_{1c} , экспериментальные зависимости $\sigma_I(\varepsilon_{//})$ и $\sigma_I(\varepsilon_{\perp})$ приобретают линейный характер – наблюдается упругое сжатие минерального скелета горной породы. Коэффициент поперечной деформации $\beta < 0,5$ остается постоянным, т. е. имеет смысл коэффициент Пуассона. Объем образца уменьшается.

На уровне напряжений σ_{1c} экспериментальная зависимость $\sigma_I(\varepsilon_{\perp})$ отклоняется от линейной, при сохранении линейного характера для зависимости $\sigma_I(\varepsilon_{//})$ – начинается образование и последующее раскрытие микротрещин, в первую очередь, параллельных продольной оси образца. Это объясняет преобладающий рост поперечных деформаций ε_{\perp} и увеличение коэффициента поперечной деформации β . До уровня напряжений σ_{1c} процесс трещинообразования будет устойчивым, т. е. трещинообразование останавливается при отсутствии увеличения внешней нагрузки, а при снятии нагрузки трещины закрываются. При увеличении напряжений от σ_{1c} до σ_{1d} уменьшение объема образца замедляется.

Как только уровень напряжений σ_{1c} будет превышен, начинается процесс неустойчивого трещинообразования, развитие трещин приобретает неустойчивый характер, т. е. оно продолжается даже при отсутствии приращений внешней нагрузки, так как раскрытие продольных трещин уменьшает нагруженное поперечное сечение образца и, следовательно, увеличивает действующие на другие трещины напряжения, поддерживая их развитие до пересечения с поперечными или слияния с продольными трещинами вплоть до образования магистральных трещин и разрушения образца. Продолжительность процесса лавинообразного трещинообразования от его начала до разрушения образца зависит от уровня действующих напряжений в интервале от σ_{1c} до σ_{1d} . Уровень напряжений σ_{1c}

является еще недостаточным для реализации процесса, иными словами, разрушение образца не будет наблюдаться даже по истечении бесконечно длительного промежутка времени. Уровень напряжений σ_{1_n} трактуется как предел длительной прочности горных пород на одноосное сжатие $\sigma_{сж_о}$. При напряжениях $\sigma_1 > \sigma_{сж_о}$ разрушение наступает через определенный промежуток времени, величина которого сокращается с увеличением напряжений, и разрушение происходит практически мгновенно при уровне напряжений σ_{1_d} , который трактуется как предел мгновенной прочности горных пород на одноосное сжатие $\sigma_{сж_м}$.

В интервале напряжений от σ_{1_c} до σ_{1_d} экспериментальная зависимость $\sigma_1(\varepsilon_{//})$, так же как и зависимость $\sigma_1(\varepsilon_{\perp})$, становится нелинейной. При этом поперечные деформации ε_{\perp} растут быстрее продольных $\varepsilon_{//}$, в результате чего коэффициент поперечной деформации β увеличивается. Начиная с уровня напряжений σ_{1_c} , соответствующего пределу длительной прочности $\sigma_{сж_о}$, наблюдается тенденция к увеличению деформируемого объема горной породы, так называемая дилатансия.

Напряжения σ_{1_d} соответствуют предельной несущей способности породного образца и предельному участку деформирования, а участок *Oabcd* на диаграмме деформирования представляет допредельный участок деформирования. Продолжая эксперимент в режиме заданных деформаций, можно построить запредельный участок деформирования. Так, на участке *de* увеличению деформации $\varepsilon_{//}$ соответствует уменьшение несущей способности σ_1 породного образца до некоторого минимального значения σ_{1_e} , называемого остаточной прочностью горных пород. Уменьшение несущей способности образца является результатом продолжающегося процесса его разрушения в режиме заданных деформаций, сопровождающегося ростом магистральных трещин, разделением образца на части и превращением его в кусковатую породную массу с остаточной прочностью. В интервале напряжений от σ_{1_d} до σ_{1_e} наблюдается преимущественный рост поперечных деформаций ε_{\perp} , что вызывает увеличение коэффициента поперечной деформации β до значений, больших единицы. Иными словами, уменьшение несущей способности сопровождается процессом дилатансии – увеличением объема образца.

На участке остаточной прочности с увеличением деформаций несущая способность образца остается практически постоянной. Объем разрушенного образца также почти не меняется в процессе его деформирования.

Экспериментальные диаграммы деформирования в виде зависимостей $\sigma_1(\varepsilon_{//})$ и $\sigma_1(\varepsilon_{\perp})$ представляют так называемые полные диаграммы деформирования горных пород, включающие допредельные, предельные и запредельные участки деформирования.

В точке *e* происходит разделение исследуемого образца на отдельности (руины), а потому дальнейшее его деформирование при одноосном

сжатии становится невозможным. В условиях объемного напряженного состояния при боковом сжатии деформирование породы, расчлененной на отдельные, происходит без дальнейшего изменения объема.

Полная диаграмма может быть разделена на три характерные области, соответствующие различным сжатиям деформирования: допредельная (*od*), запредельная (*de*) и область руинного разрушения (*ek*).

Возможность перехода деформирующихся пород в различные состояния вызывает необходимость изучения механических свойств горных пород в зависимости от состояния, в котором они находятся.

3.3 Деформационные и прочностные свойства горных пород

3.3.1 Свойства горной породы и образца горной породы

Полные диаграммы деформирования горных пород, построенные в результате эксперимента по одноосному сжатию породных образцов, несут в себе весьма ценную количественную информацию о деформируемости и прочности горных пород, т. е. о механических свойствах горных пород.

При этом не следует забывать, что в результате эксперимента определяются механические свойства образца горной породы, а не самой горной породы. Допускаемая при этом погрешность в оценке механических свойств горной породы зависит от многих причин. Во-первых, даже если размеры породного образца больше элементарного объема горной породы, определяемого по ее минеральному строению ($l_0 = 10h$, l_0 – линейный размер элементарного объема; h – средний характерный размер структурного блока породы), стандартный породный образец может включать структурные элементы при дефекте более крупных размеров, что искажает экспериментальную оценку механических свойств горной породы: это так называемый масштабный эффект. Во-вторых, при отборе и последующем изготовлении образцов нарушаются условия естественного залегания горных пород (структура, влажность, газонасыщенность, контакты с окружающими породами, пространственная ориентация в массиве, напряженно-деформированное состояние и др.). В-третьих, при испытании образцов из-за несовершенства экспериментальных методов нарушаются условия естественного силового нагружения, что искажает процессы деформирования и разрушения горных пород.

Допустим, что указанные причины по возможности устранены, и экспериментальная полная диаграмма с определенной погрешностью дает представление о механических свойствах горной породы.

3.3.2 Модуль упругости и модуль деформации

Модуль упругости. Основной характеристикой деформируемости горных пород на допредельной стадии их деформирования является коэффициент связи напряжений и деформаций: $\varepsilon E = \sigma$. На участке линейного упругого деформирования (см. рисунок 3.1) в интервале напряжений от σ_{1a} до σ_{1e} этот коэффициент имеет смысл модуля упругости горной породы при сжатии E , который численно равен отношению приращения напряжений ($\sigma_{1e} - \sigma_{1a}$) к приращению продольных деформаций ($\varepsilon_{1e} - \varepsilon_{1a}$).

Поскольку деформирование породных образцов на участке от σ_{1a} до σ_{1e} происходит при закрытых поперечных трещинах и упругом сжатии минерального скелета, наблюдаемый модуль упругости E является, в основном характеристикой горной породы как материала.

Для практических расчетов в геомеханике используется модуль деформации E_g , который можно определить, составив отношение максимальной несущей способности породного образца σ_{1d} к величине соответствующей продольной деформации ε_{1d} . Модуль деформации E_g в большей степени отражает структурные особенности деформируемых образцов, и в этом смысле в меньшей степени является характеристикой горной породы, чем модуль упругости E , и всегда меньше модуля упругости E (таблица 3.1).

Таблица 3.1 – Модуль деформации некоторых пород

Наименование породы	Модуль упругости при сжатии $E * 10^{-4}$, МПа	Модуль деформации $E_g * 10^{-4}$, МПа
Замороженный песок (-10°)	0,15	0,002
Габбро-диабаз	6,1	5,9
Базальт	8,9	7,3

В условиях всестороннего обжатия плотность горных пород увеличивается, и, следовательно, увеличивается модуль деформации. Так, при увеличении всестороннего обжатия от 0 до 100 МПа, зафиксировано увеличение модуля деформации известняка на 10 %.

Рассматривая анизотропию деформационных свойств горных пород, следует различать анизотропию геометрическую и физическую. Геометрическая анизотропия характеризуется различными модулями деформации в зависимости от направления силового воздействия по отношению к направлению слоистости и трещиноватости. Особенно это проявляется в породах осадочного происхождения.

Физическая анизотропия характеризуется различными модулями деформации при сжатии и растяжении, что объясняется различным характером влияния имеющихся в породе дефектов на процессы деформирования. Если при сжатии можно различить несколько последовательно протекающих стадий деформирования, и модуль деформации является

интегральной характеристикой такого многостадийного процесса, то при растяжении практически наблюдаются стадия деформирования минерального скелета с естественными трещинами и стадия неустойчивого трещинообразования до исчерпания предельной несущей способности породного образца. Эксперименты показывают, что для некоторых типов сланцев модуль деформации при растяжении в 1,2–1,5 раза меньше, чем при сжатии, для суглинков – в 1,5–5 раз.

Модуль деформации за предельной стадией деформирования при сжатии (M), или модуль спада M , является основной характеристикой деформационных свойств горных пород. За пределом их прочности на сжатие модуль спада определяется как отношение разности максимальной несущей способности породного образца и его остаточной прочности ($\sigma_{1d} - \sigma_{1e}$) к величине соответствующей за предельной деформации ($\varepsilon_{Me} - \varepsilon_{Md}$).

Например, по результатам эксперимента модуль спада M определен: для мрамора – $3 \cdot 10^4$ МПа; песчаника – $15 \cdot 10^4$ МПа.

Склонность горных пород к хрупкому разрушению. Отношение модуля спада к модулю деформации ($x = \frac{M}{Eg}$) характеризует склонность горных пород к хрупкому разрушению (таблица 3.2).

Таблица 3.2 – Значения показателя хрупкости x пород

Порода	x	
Мрамор каррарский	0,5	4,0
Карналлит	0,5	4,0
Песчаник	0,6	3,0
Каменная соль	1,0	6,5
Аргиллит	2,5	8,0
Алевролит	10,0	14,0

Судя по эти данным, при за предельном деформировании мрамора и карналлита, хрупкий характер разрушения преобладает в меньшей степени, чем при деформировании аргиллита и алевролита.

Эксперименты показывают, что все горные породы можно классифицировать по их склонности к хрупкому разрушению.

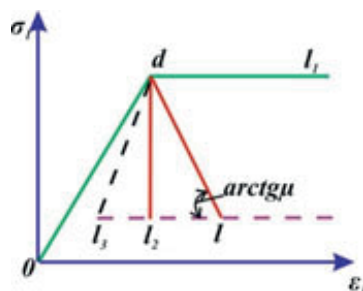


Рисунок 3.2 – К построению классификации горных пород

Горные породы с запредельной ветвью деформирования при сжатии dl_1 (рисунок 3.2), имеющие $\chi \rightarrow 0$, следует классифицировать как идеально-пластичные; горные породы, имеющие запредельную ветвь dl_2 и $\chi \rightarrow \infty$, будут идеально-хрупкие, а горные породы с запредельными ветвями деформирования dl в пределах угла $l_2 \cdot d \cdot l_1$ и $0 < \chi < \infty$ обладают определенной склонностью к хрупкому разрушению, которая увеличивается с ростом χ . Возможно также существование горных пород с запредельной ветвью деформирования dl_3 , которые накапливают в себе энергию упругих деформаций больше, чем необходимо для их разрушения.

3.3.3 Коэффициент поперечной деформации

Другой важной характеристикой деформационных свойств горных пород является коэффициент поперечной деформации: $\beta = |\Delta \varepsilon_{\perp} / \Delta \varepsilon_{\parallel}|$, где $\Delta \varepsilon_{\parallel}$ и $\Delta \varepsilon_{\perp}$ – приращения соответствующих деформаций на диаграмме $\varepsilon_{\perp}(\varepsilon_{\parallel})$, которая построена под диаграммой $\sigma_1(\varepsilon_{\parallel})$ на рисунке 3.3, обнаруживает существенную зависимость β от уровня деформаций. Здесь же показана кусочно-линейная аппроксимация диаграммы $\varepsilon_{\perp}(\varepsilon_{\parallel})$. На графике четко прослеживаются три участка, аппроксимированные линейными функциями: допредельного деформирования od , где $\beta \leq 0,5$, и имеет смысл коэффициент Пуассона μ ; запредельного деформирования de , где $\beta \geq 0,5$; остаточной прочности ef , где $\beta = 0,5$. Особый интерес представляет коэффициент поперечной деформации на участке запредельного деформирования $\beta = |\Delta \varepsilon_{\perp} / \Delta \varepsilon_{\parallel}|$, который целесообразно вычислять, перенося начало координат в точку d , как показано на рисунке 3.3.

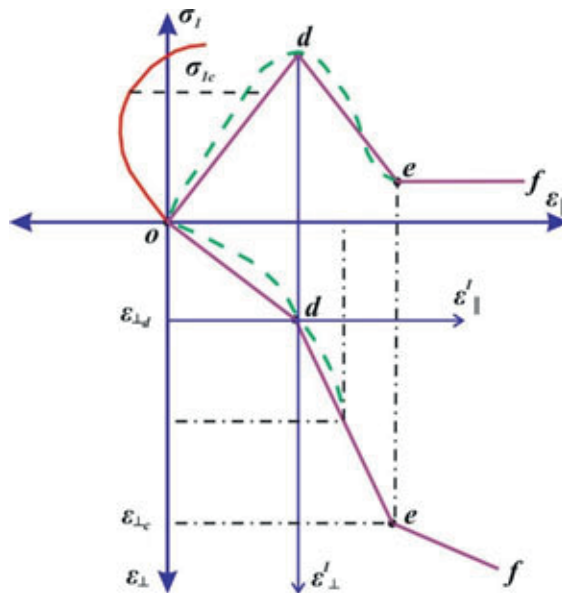


Рисунок 3.3 – К определению объемной деформации и коэффициента поперечной деформации

Объемная деформация и явление дилатансии. На запредельном участке деформирования при $\beta > 0,5$ наблюдается увеличение деформируемого объема породы, так называемая дилатансия. Чтобы оценить дилатансию, запишем выражение для объемной деформации в зависимости от коэффициента поперечной деформации:

$$\theta(\beta) = \varepsilon_{//} - 2\varepsilon_{\perp} = \varepsilon_{//}(1 - 2\beta), \quad (3.1)$$

где объемная деформация, связанная с уменьшением первоначального объема породы, считается положительной, а с увеличением, т. е. в случае дилатансии – отрицательной. Соответствующий график $\theta(\sigma_1)$ построен на рисунке 3.3, анализ которого и формулы (3.1) показывает, что $\theta(\beta) < 0$ при $\beta > 0,5$, т. е. дилатансия в основном наблюдается при деформировании горных пород за пределом их прочности.

Судя по данным таблицы 3.2, величина β возрастает с увеличением склонности горных пород к хрупкому разрушению. На участке остаточной прочности дилатансия практически не наблюдается. Общее увеличение объема горных пород при их разрушении может достигнуть 10 %.

3.3.4 Предел прочности на одноосное сжатие и растяжение

Прочностные свойства горных пород оцениваются характеристиками прочности, определяемыми в условиях элементарных напряженных состояний: одноосного сжатия и растяжения. Под определением «прочность горной породы» понимается ее способность сопротивляться силовым воздействиям, не разрушаясь. За величину предела прочности породы принимается отношение максимального силового воздействия на образец к исходной площади его поперечного сечения: в итоге снимаем с диаграммы деформирования предел прочности породы на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$ (рисунок 3.4), и предел прочности породы на растяжение σ_p (рисунок 3.5).

Как отмечалось выше, определяющим фактором при разрушении породных образцов в условиях растяжения является их дефектность в виде трещин, ориентированных по нормали или под небольшими угла-

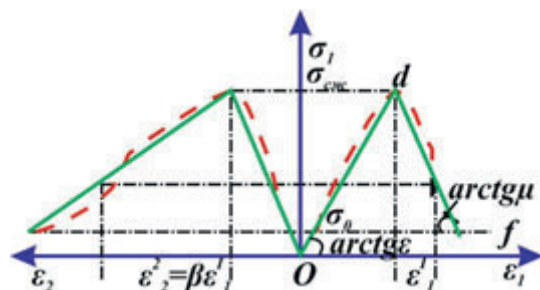


Рисунок 3.4 – Кусочно-линейная аппроксимация полных диаграмм деформирования

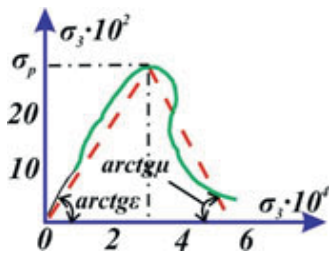


Рисунок 3.5 – Полная диаграмма деформирования при растяжении

ми к нормали. При сжатии породных образцов внутренняя дефектность проявляется в меньшей степени. Этим объясняется существенное различие $\sigma_{сжс}$ и σ_p для горных пород по сравнению с малodefekтными материалами, такими, как, например, металлы. Для широкого круга горных пород среднее значение отношения $\frac{\sigma_{сжс}}{\sigma_p}$ находится

в интервале 8–10. В качестве иллюстрации пределы прочности некоторых пород на одноосное сжатие $\sigma_{сжс}$ и на растяжение σ_p приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Пределы прочности некоторых пород на одноосное сжатие $\sigma_{сжс}$ и на растяжение σ_p

Порода	$\sigma_{сжс}$, МПа	σ_p , МПа
Угли каменные	7–60	1–2
Соли каменные	18–35	1–2
Аргиллиты	4–90	1–16
Алевролиты	5–180	4–18
Песчаники	5–300	4–18
Кварциты	160–300	11–15
Граниты	160–220	8–16

3.3.5 Внутренний механизм разрушения горных пород

Микроразрушение горных пород начинается при сжимающих напряжениях, меньших предела мгновенной прочности на одноосное сжатие. Помимо образования микротрещин, ориентированных по направлению внешней нагрузки, на первой стадии разрушения могут образоваться микротрещины, наклоненные под небольшими углами к этому направлению, определенными уровнем действующей внешней нагрузки. На этой стадии разрушения в сжатом объеме породы возможно также развитие существующих трещин: рост трещин, ориентированных по направлению внешней сжимающей нагрузки, и ветвление трещин, наклоненных к этому направлению.

Дальнейшее увеличение внешних сжимающих напряжений приводит к увеличению внутренних растягивающих напряжений и вызывает рост образовавшихся и существующих трещин до пересечения с другими трещинами, что соответствует второй стадии разрушения. При этом возможны два варианта такого пересечения: трещины, растущие

по направлению внешней нагрузки, упираются в трещины, наклоненные к этому направлению и затормаживаются, что приводит к образованию системы взаимно пересекающихся трещин; трещины, растущие по направлению внешней нагрузки, сливаются друг с другом, образуя магистральные макротрещины.

Третья стадия разрушения возможна только при дальнейшем увеличении внешних сжимающих напряжений до уровня предела прочности на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$. На этой стадии наблюдается рост магистральных трещин по направлению внешней нагрузки до тех пор, пока они не достигнут границ сжимаемого объема породы, что приведет к разделению его на отдельные части. Рост магистральных трещин происходит скачкообразно, так как сопровождается разрывом перемычек между микротрещинами в областях растягивающих напряжений и межзерновых сочленений в областях сжимающих напряжений.

При одноосном растяжении породных образцов внутренний механизм разрушений имеет свои особенности. В этом случае деформации растяжения весьма ограничены по величине, и разрушение происходит в результате распространения трещин, ориентированных главным образом по нормали к внешней сжимающей нагрузке, что завершается разделением образца на части. Внутренняя дефектность образцов при растяжении проявляется гораздо больше, чем при сжатии.

Необходимо отметить, что эти характеристики нельзя рассматривать как характеристики прочности породы. Причиной этого является большое число факторов, оказывающих влияние на результаты испытаний. Эти факторы можно разделить на две основные группы. К первой группе относятся факторы, связанные со структурно-механическими особенностями породного массива. Это состав пород, структура, текстура, наличие неоднородностей, анизотропии, трещиноватости, влажности и т. п. Учет первой группы факторов осуществляют: путем максимальной требовательности, предъявляемой к отбору образцов; исключением систематической погрешности, обрабатывая результаты испытаний методами математической статистики; проведением испытаний в натуральных условиях.

Ко второй группе относятся факторы, связанные с технической стороной проведения испытаний. К числу важнейших из них следует отнести: влияние контактных условий на торцах испытываемого образца, влияние размеров образца и его формы, скорость приложения нагрузки. Другим важным фактором, влияющим на показатели прочности образца, являются его размеры, как абсолютные, так и относительные, характеризуемые отношением высоты образца h к его поперечному размеру d (масштабный эффект).

Концевые и масштабные эффекты при испытании породных образцов. Анализ поля внутренних напряжений и траекторий роста трещин позволяет объяснить экспериментально наблюдаемые концевые

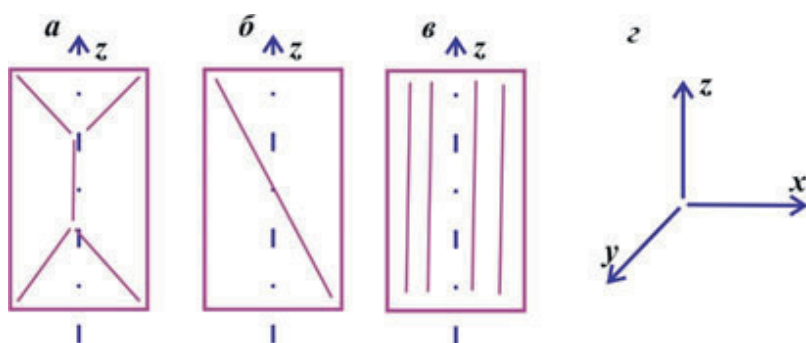


Рисунок 3.6 – Характер разрушения сжимаемых породных образцов в зависимости от контактных условий на торцах

и масштабные эффекты при сжатии породных образцов. Характер разрушения при сжатии зависит от условий на контактах образца с плитами испытательной машины (рисунок 3.6). При полном сцеплении на контактах разрушение в приторцевых областях происходит по поверхности конусов, оси которых обычно совпадают с осью образца – коническое разрушение (рисунок 3.6, *a*), или по наклонной поверхности – косое разрушение (рисунок 3.6, *б*): при отсутствии сцепления на контактах разрушение происходит по поверхностям, параллельным направлению внешней сжимающей нагрузки – столбчатое разрушение или раскалывание (рисунок 3.6, *в*).

Обратимся к анализу внутренних напряжений в сжимаемом образце, используя систему координат (рисунок 3.6, *г*). Если сцепление на торцах образца отсутствует, то поперечные деформации по его высоте одинаковые и поле осевых сжимающих напряжений σ_z практически однородное, что вызывает равновероятное появление максимальных растягивающих напряжений σ_x и σ_y поперечного направления на отдельных минеральных зернах по высоте образца. Эти напряжения являются причиной образования микротрещин, которые сливаются в магистральные макротрещины, ориентированные по направлению внешней нагрузки, и в конечном итоге вызывают «столбчатое» разрушение образца.

Анализ процесса разрушения образцов с позиций концентрации внутренних напряжений позволяет объяснить механизм масштабного эффекта при испытании на сжатие хрупко разрушающихся горных пород. Известно, что масштабный эффект наблюдается двух видов: изменение прочности при увеличении абсолютных размеров образцов; изменение прочности при увеличении относительных размеров образцов.

При увеличении абсолютных размеров образцов наблюдается объемный и поверхностный масштабный эффект. Объемный масштабный эффект проявляется в виде уменьшения прочности с увеличением объема образцов, так как прочность хрупко разрушающихся тел определяется длиной наиболее опасной трещины, а вероятность встречи образца с такой трещиной повышается при увеличении объема образца.

Например, при испытании на сжатие цилиндрических образцов высотой $h = 2\sqrt{F_0}$, где F_0 – площадь поперечного сечения образца, увеличение их диаметра в 5,8 раза привело к снижению прочности: в 1,33 раза для мрамора и в 1,15 раза для габбро.

Масштабный эффект, связанный с изменением прочности при увеличении относительных размеров образцов, можно объяснить, рассматривая особенности трещинообразования при различных контактных условиях. Увеличение относительных размеров h/d образца может происходить за счет увеличения его высоты h или уменьшения поперечного размера d . В обоих случаях изменяются размеры приторцевых областей сжатия. В первом случае эти области смещаются к торцам, освобождая среднюю часть образца для беспрепятственного развития магистральных трещин, с ростом которых увеличивается концентрация напряжений в их углах и выделяется упругая энергия, необходимая для обхода приторцевых областей сжатия, в результате чего снижается прочность образца. Во втором случае с уменьшением поперечного сечения образца уменьшаются силы трения по его торцам и, соответственно, высота приторцевых областей сжатия, что также освобождает среднюю часть образца для беспрепятственного развития магистральных трещин с конечным эффектом в виде уменьшения прочности образца.

Таким образом, с увеличением относительных размеров h/d образцов, сжимаемых при наличии трения на торцах, прочность их на сжатие уменьшается. В качестве иллюстрации можно привести уменьшение прочности образцов из мрамора в 1,3 и образцов из ангидрита в 1,8 раза при увеличении их относительных размеров от 0,5 до 2.

3.3.6 Остаточная прочность горных пород

Остаточная прочность горных пород σ_0 определяется как уровень напряжений одноосного сжатия σ_{1c} на горизонтальном участке остаточной прочности, построенном в результате кусочно-линейной аппроксимации полной диаграммы деформирования.

В качестве иллюстрации в таблице 3.4 приведены результаты экспериментального определения σ_0 для некоторых горных пород.

Таблица 3.4 – Остаточная прочность некоторых пород

Порода	$\sigma_{сж}$, МПа	σ_0 , МПа	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{сж}} * 100 \%$
Песчаник серый (Жезказган)	175	6	3,4
Алевролит (шахта «Распадская»):			
мелкозернистый	66	8	12,1
крупнозернистый	74	6	8,1
Песчаник мелкозернистый (шахта «Распадская»)	128	6	4,7

Остаточная прочность горных пород σ_0 изменяется обычно в интервале 3–20 % от предела прочности на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$.

Для большинства горных пород наблюдается следующее: при нагревании они становятся более пластичными, а при охлаждении – более хрупкими. Поведение некоторых пород в температурном поле имеет свои особенности. Особый интерес представляет изучение механических свойств горных пород в области отрицательных температур. С понижением температуры замораживания прочность на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$, модуль деформации E обводненных песков и глин существенно увеличиваются.

Исследование механических свойств каменных солей в диапазоне температур от +20 до –130 показали иные закономерности. Снижение прочности каменной соли удовлетворительно аппроксимируется линейной зависимостью от температуры.

Вода оказывает двойное влияние на механические свойства горных пород. С одной стороны, насыщение породы водой может привести к изменению механических свойств цементирующего состава и снижению прочности породы, таково, например, размягчение глин и глинистых пород. С другой стороны, повышение давления воды в порах и трещинах горной породы приводит к перераспределению внутренних напряжений и, в конечном итоге к снижению прочности $\sigma_{сж}$, и переходу от пластического характера деформирования к хрупкому.

Газ, насыщающий поровое пространство горной породы под давлением, обычно оказывает аналогичное действие на ее механические свойства. Например, установлено, что увеличение порового давления газа в известняке и угле снижает их прочность $\sigma_{сж}$ и увеличивает склонность к хрупкому разрушению.

3.4 Теории прочности горных пород

Испытания на установках объемного нагружения, моделирующих напряженное состояние горных пород в массиве, показали, что механизм разрушения и максимальная несущая способность горных пород зависят от соотношения между компонентами главных напряжений: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, т. е. от вида напряженного состояния. Поскольку характеристики прочности горных пород обычно определяются в условиях элементарных напряжений состояний $(\sigma_{сж}, \sigma_p)$, необходимы математические уравнения, которые бы включали эти характеристики, но при этом достоверно описывали механизм разрушения в условиях объемного напряженного состояния.

Такие уравнения называются уравнениями прочности и являются математическим выражением применяемой теории прочности горных пород.

В настоящее время не представляется возможным построить универсальную теорию прочности твердых тел, в том числе и горных пород. Поэтому обычно применяются теории прочности, отражающие только главные особенности механизма разрушения твердых тел.

При исследовании разрушения горных пород такой подход представляется единственно приемлемым, если учесть многообразие их структурных и текстурных особенностей.

Наибольшее распространение в геомеханике получили механические теории прочности, в рамках которых прочность пород определяется только уровнем напряженного состояния. Соответствующее уравнение прочности имеет следующий вид:

$$\psi(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0, \quad (3.2)$$

где $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – компоненты главных напряжений.

Если проанализировать механические теории прочности в историческом аспекте, можно заметить, что первые из них учитывали только максимальное главное напряжение σ_1 , затем были разработаны теории прочности, учитывающие, в том числе, и среднее по величине главное напряжение σ_2 , что для породных массивов представляется особенно важным.

Среди механических теорий прочности в геомеханике наибольшее распространение имеет теория прочности Мора, согласно которой разрушение наблюдается по определенным площадкам сдвига, где сдвигающее касательное напряжение τ находится в определенном соотношении с нормальным напряжением σ , т. е. выполняется предельное неравенство $|\tau| \geq \varphi(\sigma)$, или по площадкам, где действующее нормальное растягивающее напряжение σ превосходит предел прочности горных пород на одноосное растяжение σ_p , т. е. $|\sigma| \geq \sigma_p$. Таким образом, теория прочности Мора описывает разрушение в результате, как сдвига, так и отрыва.

Уравнение прочности вида (3.2), соответствующее теории прочности Мора в случае линейной функции $\varphi(\sigma)$, записывается следующим образом:

$$\sigma_1 - \frac{\sigma_{сж}}{\sigma_p} \cdot \sigma_3 = \sigma_{сж}, \quad (3.3)$$

где $\sigma_{сж}$, σ_p – характеристики прочности горных пород, определяемые в условиях элементарных напряженных состояний. При $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ уравнение (3.3) описывает разрушение в результате сдвига, при $\sigma_1 = 0$ и $\sigma_3 < 0$ – разрушение в результате отрыва.

Уравнение прочности (3.3), описывающее разрушение горных пород на предельном уровне напряжений или предельном состоянии,

можно дополнить деформационными соотношениями для запредельного состояния и таким образом построить уравнение прочности, описывающее разрушение горных пород за пределом прочности:

$$\sigma_1 - \frac{\sigma_{сж}}{\sigma_p} \cdot \sigma_3 = \sigma_{сж} - M \varepsilon_{II}^I, \quad (3.4)$$

где M – модуль спада; ε_{II}^I – приращение линейных деформаций ε_{II} за пределом прочности. Для состояния остаточной прочности уравнение (3.3) принимает вид:

$$\sigma_1 - \frac{\sigma_{сж}}{\sigma_p} \cdot \sigma_3 = \sigma_0, \quad (3.5)$$

где σ_0 – остаточная прочность горных пород.

Вместе с тем, механические теории прочности являются феноменологическими (необычными), так как дают только внешнее описание разрушения, не раскрывая его внутреннего механизма. Последняя сторона процесса разрушения нашла отражение в рамках (микродефектных) теорий трещинообразования. Соответствующее уравнение прочности в конечном итоге также имеет вид (3.2).

Гриффитс, анализируя развитие трещин, построил уравнение прочности вида (3.2), раскрывающее внутренний механизм хрупкого разрушения твердых тел. В случае одноосного растяжения, пластинки из материала с модулем упругости E и узкой эллиптической трещиной длиной $2c$, ориентированной нормально с растягивающим напряжением σ_3 , Гриффитс установил практическое значение напряжений, при котором начинается неустойчивое распространение трещины:

$$|\sigma_3| = \sqrt{\frac{2ET}{\pi C}}, \quad (3.6)$$

где T – удельная энергия разрушения, являющаяся физической константой материала и представляющая собой энергию, которую необходимо затратить для образования единицы площади новой поверхности трещины при разрушении, Дж/м².

Из выражения (3.6) следует также, что величина

$$\sqrt{2ET} = |\sigma_3| \sqrt{\pi C} = const$$

является константой материала, называемой критическим коэффициентом интенсивности напряжений $K_{I,кр}$ или коэффициентом трещиностойкости, который определяется экспериментально при растяжении образцов с надпилами, что позволяет в конечном итоге оценить величину удельной энергии разрушения T . Коэффициент трещиностойкости можно также определить в результате испытаний на изгиб породных образцов с надпилами.

Рассматривая произвольно ориентированную эллиптическую трещину, в условиях двухосного растяжения-сжатия, соответственно главными напряжениями $\sigma_3 \langle 0 \text{ и } \sigma_3 \rangle 0$, Гриффитс получил следующие критерии прочности вида (3.2):

$$\begin{aligned} \text{если} \quad & 3\sigma_3 + \sigma_1 > 0, \\ \text{то} \quad & 8\sigma_3(\sigma_3 + \sigma_1) + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 0, \end{aligned} \quad (3.7)$$

$$\begin{aligned} \text{если} \quad & 3\sigma_3 + \sigma_1 < 0, \\ \text{то} \quad & \sigma_3 = \sigma_1. \end{aligned} \quad (3.8)$$

Положив в (3.7) $\sigma_3 = 0$, получим условие одноосного сжатия, откуда находим:

$$\frac{\sigma_{сж}}{\sigma_p} = 8.$$

В случае двухосного растяжения трещина может в процессе деформирования раскрываться и закрываться. Макклиток и Уолш показали, что при этом необходимо учитывать взаимодействие берегов закрывающихся трещин, которое проявляется также в виде трещин. Тогда критерий прочности записывается следующим образом:

$$\sigma_1 = -\frac{4\sigma_p}{\sqrt{1+f^2}-f} + \sigma_3 \frac{\sqrt{1+f^2}-f}{\sqrt{1+f^2}+f}, \quad (3.9)$$

где f – коэффициент трения берегов трещин, величина которого обычно колеблется в интервале от 0,5 до 0,9.

Если перейти к координатам $\tau - \sigma$, критерий прочности (3.9) преобразуется к виду $\tau = f\sigma - 2\sigma_p$, т. е. является уравнением прямолинейной огибающей, что с точностью до принятых обозначений совпадает с уравнением прямолинейной огибающей в теории прочности Мора. Такое совпадение не является случайным, поскольку в обоих случаях заложены предпосылки о внутреннем трении по плоскостям разрушения.

К аналогичным выводам пришел Г.П. Черепанов, анализируя хрупкое разрушение материалов от сдвиговых трещин. Дело в том, что рассмотренные выше исследования в основе своей имеют гипотезу наибольших растягивающих напряжений. Однако в сжатых телах, какими являются породные массивы, в окрестности концов трещин растягивающие напряжения не всегда могут возникнуть, а сдвиговые напряжения достигают предельных значений. Если геометрические параметры трещин и константы материала выразить через их интегральную прочностную характеристику $\sigma_{сж}$, получим критерий прочности в следующем виде:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot a = \sigma_{сж} (1 - a), \quad (3.10)$$

где $a = \frac{f}{\sqrt{1+f^2}}$.

Сравнивая выражение (3.10) с предельным условием Мора (3.3), приходим к выводу, что они совпадают с точностью до обозначений, т. е. (3.10) является уравнением прямолинейной огибающей на диаграмме Мора.

Таким образом, критерии хрупкого разрушения (3.3)–(3.10) могут быть использованы для описания механизма трещинообразования в горных породах. Однако, поскольку в основе критериев разрушения лежит анализ условий развития единичной трещины, методы изложенной теории трещинообразования применимы для исследования процессов разрушения породных массивов тогда, когда разрушения массивов реализуются в виде развития магистральной трещины (например, разрушение крупносложной кровли камер).

Гораздо чаще трещинообразование реализуется в виде развития системы хаотических или ориентированных трещин, что приводит к образованию областей разрушения, где горные породы теряют свою несущую способность (например, областей разрушения в приконтурном массиве горных выработок, породных целиков).

Паспорт прочности горных пород

Графическая трактовка теории прочности Мора наглядно представляется в виде огибающей предельных кругов Мора (рисунок 3.7).

Предельные круги Мора, которые для горных пород обычно строятся по результатам осесимметричных стабилметрических испытаний в виде разрушающего максимального главного напряжения σ_3 , имеют центр на горизонтальной оси с координатами $0,5(\sigma_1 + \sigma_3)$, и описываются радиусом $0,5(\sigma_1 - \sigma_3)$. Круг одноосного растяжения имеет центр с координатой $-0,5\sigma_p$ и радиус $0,5\sigma_p$, соответственно круг одноосного сжатия – центр координатой $0,5\sigma_{сж}$ и радиус $0,5\sigma_{сж}$. Огибающая предельных кругов Мора для горных пород получила название паспорта прочности горных пород. Для построения паспорта прочности могут быть использованы также результаты сдвиговых испытаний горных пород в виде разрушающих сдвиговых напряжений τ и соответствующих им нормальных напряжений σ по площадке сдвига. Разрушение горных пород будет иметь место для напряженных состояний на огибающей или выше ее.

Независимо от способа построения огибающей, она должна удовлетворять определенным требованиям, следующим из теории Мора: кривая $|\tau| = f(\sigma)$ быть монотонной, симметричной относительно оси σ , с производной $d(\tau)/d\sigma \geq 0$ во всем диапазоне ее существования, должна пересекать ось σ под прямым углом в области растягивающих

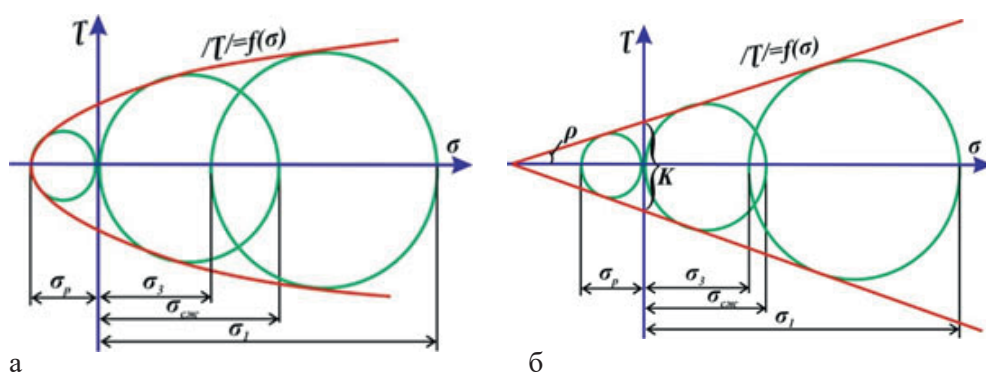


Рисунок 3.7 – Паспорт прочности горных пород

напряжений, отсекая отрезок, соответствующий пределу прочности горных пород на одноосное растяжение σ_p .

Для аппроксимации экспериментальных огибающих предлагаются аналитические зависимости $|\tau| = f(\sigma)$ различного вида. Однако следует отметить, что одни из них не удовлетворяют сформулированным выше требованиям, а другие имеют слишком сложную форму записи, что затрудняет их последующее использование при решении практических задач геомеханики. Чаще всего, стремясь к упрощению инженерных расчетов, применяют линейную аппроксимацию, показанную на рисунке 3.7, б, которая достаточно правильно описывает разрушение только в области сжимающих напряжений.

Прямолинейная огибающая легко может быть определена на основании прочностных характеристик $\sigma_{сжс}$ и σ_p , которые используются для построения предельных кругов одноосного сжатия и одноосного растяжения. Соответствующее уравнение прочности записывается в виде (3.3):

$$\sigma_1 - \frac{\sigma_{сжс}}{\sigma_p} \sigma_3 = \sigma_{сжс}.$$

На рисунке 3.7, б показаны также часто используемые прочностные характеристики: K – коэффициент сцепления; ρ – угол внутреннего трения.

Соответствующая аналитическая аппроксимация прямолинейной огибающей представляется в виде

$$|\tau| = K + \sigma \operatorname{tg} \rho, \quad (3.11)$$

где $K = 0,5 \sqrt{\sigma_{сжс} * \sigma_p}$; $\operatorname{tg} \rho = \frac{\sigma_{сжс} - \sigma_p}{2\sqrt{\sigma_{сжс} * \sigma_p}}$;

$$\sigma_{сж} = \frac{2K^* \cos \rho}{1 - \sin \rho}. \quad (3.12)$$

В задачах геомеханики с (3.3) и (3.1) часто используется другая форма записи уравнения прямолинейной огибающей:

$$\sigma_1 - (2\lambda + 1)\sigma_3 = \sigma_{сж}, \quad (3.13)$$

где $\lambda = \frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho}$. (3.14)

В частном случае идеально-сыпучей горной породы ($\sigma_{сж} = 0$) будем иметь:

$$\sigma_1 - (2\lambda + 1)\sigma_3 = 0. \quad (3.15)$$

А в случае идеально-пластической горной породы ($\rho = 0$):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{сж}. \quad (3.16)$$

Недостатком теории прочности Мора является то, что она не учитывает зависимость прочности горных пород от среднего по величине главного нормального напряжения σ_2 , которое определяет вид напряженного состояния и величину обжимающего напряжения $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, оказывающего упрочняющее действие на горные породы.

3.5 Определение механических свойств породного массива

3.5.1 Существующие методы определения механических свойств

Механические свойства породного массива определяют с помощью методов, которые можно объединить в пять групп:

1. Методы, основанные на имитации лабораторного эксперимента, но в значительно увеличенном масштабе.
2. Методы, основанные на выполнении опытных горных работ.
3. Скважинные методы механических испытаний.
4. Инденторные методы.
5. Геофизические методы.

1. Методы, имитирующие лабораторный эксперимент. При использовании этих методов осуществляют искусственное нагружение частично отдаленных от массива крупных частей горных пород.

2. Метод определения прочности при сжатии призм определяется от массива с пяти сторон. Нагружение осуществляют гидроподушкой или гидравлическими домкратами, деформации измеряют тензометрами (рисунок 3.8).

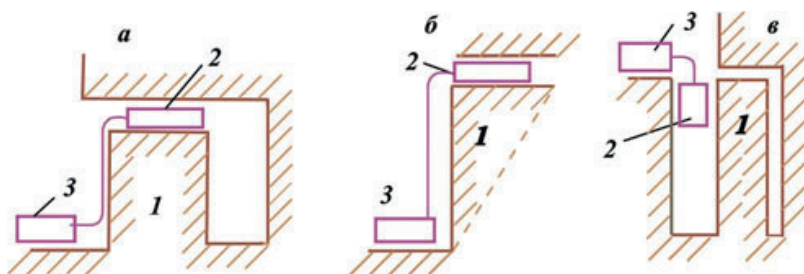


Рисунок 3.8 – Схемы непосредственного определения прочностных свойств породного массива: *a* – $\sigma_{сж}$; *б* – $\sigma_{сдв}$; *в* – $\sigma_{изг}$

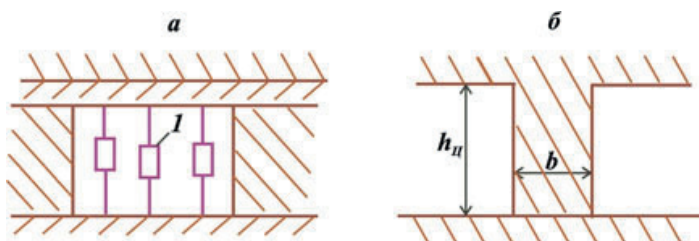


Рисунок 3.9 – Схемы опытных горных работ при определении прочности кровли: *a* – при изгибе; *б* – предел прочности целика при сжатии; *I* – деформометры

3. Методы, используемые при выполнении горных работ (рисунок 3.9). Они могут быть крупномасштабными и локальными. Крупномасштабные методы по существу представляют те же рассмотренные выше, с той лишь разницей, что нагружение участков массива пород производится не искусственными разрушающими устройствами, а за счет перераспределения горного давления.

Общая нагрузка кровли площадью S_K :

$$F = ghS_K \cos \alpha . \quad (3.17)$$

Эта нагрузка воспринимается целиком площадью $S_{ц}$, высотой $h_{ц}$ и шириной a :

$$F = \sigma_{сж} \cdot S_{ц} \cdot \sqrt{\frac{a}{h_{ц}}} k_m . \quad (3.18)$$

Отсюда

$$\sigma_{сж} = \gamma gh \frac{S_K}{S_{ц}} \cdot \sqrt{\frac{k_m}{a} \cdot \frac{\cos \alpha}{k_m}} . \quad (3.19)$$

Здесь γ – объемная масса горных пород, слагающих массив; g – ускорение свободного падения; h – глубина залегания выработки; α – угол наклона залежи; k_m – коэффициент однородности массива.

Метод локальных горных работ связан с определением тех или иных механических характеристик массива при проведении определенных

горнодобычных работ. Так, в процессе бурения скважины по параметрам энергоемкости бурения, величинам осевого давления, усилиям вращения возможно определение параметров прочности пород, проходимых буровым инструментом, а также характеристик их буримости.

К локальным горным работам относятся также методы осуществления опытных взрывов, по которым определяют удельный расход ВВ. Для проведения опытных взрывов выбирают блоки породных массивов с одинаковыми свойствами по прочности и трещиноватости. Бурят скважины соответствующего диаметра. Дробление производят различными зарядами ВВ. Для достижения степени измельчения ниже размеров кондиционного куска (например,), эта величина расхода ВВ считается исходной для расчета паспорта буровзрывных работ на месторождении.

4. Инденторные методы или методы «точечных» испытаний пробниками получили развитие главным образом в связи с задачами оценки свойств пород, пересекаемых при бурении разведочных, нефтяных и газовых скважин. Они основаны на статическом или динамическом внедрении индентора в массив на заданную глубину, либо на определении глубины и площади внедрения индентора при донизированном усилии внедрения.

5. Геофизические методы. Подразделяются на скважинные и полевые. Первые связаны с изучением свойств пород на обнаженных стенках скважины по всей ее длине (каротаж), вторые – с изучением массивов пород с поверхности земли или с обнажений в горных выработках.

В скважинах выполняют электрические, температурные, радиоактивные, магнитные, акустические и геофизические измерения.

3.5.2 Определение упругих характеристик горных пород и породного массива

Упругие параметры горных пород могут определяться в двух различных временных режимах:

1) при статическом приложении внешней нагрузки $p(t) = const$, где t – время;

2) при динамическом приложении нагрузки по определенному закону $p(t) = f(t)$.

Как в лабораторных, так и в натуральных условиях наиболее часто используются акустические методы, относящиеся к знакопеременным, малоамплитудным динамическим методам. При использовании акустических методов не происходит разрушение микроструктуры породы (закрывание трещин, пор и т. д.); связь между напряжениями σ и деформациями ε полностью соответствует закону Гука, и в малой степени проявляется влияние процессов пластичности.

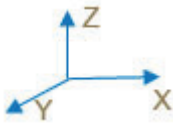
В связи с этими причинами динамические модули всегда превышают значения статических модулей упругости (в среднем на 20–30 %).

Для определения динамических модулей Юнга E , модуля сдвига G и коэффициента Пуассона μ на образцах или в массиве измеряются скорости распространения продольных волн V_P , поперечных V_S и релеевских V_R волн. Если условия измерения скоростей упругих волн на образцах близки к условиям в неограниченном массиве, то

$$r \geq 1,25\lambda, l \geq (2 \div 4); l \geq y_z,$$

где l – длина образца; r – радиус поперечного сечения образца; λ – длина волны в образце

1. Для изотропных пород:



$$Z = X = Y$$

$$E = V_P^2 \rho \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu}; G = V_S^2 \rho; \mu = \frac{0,5 - \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2}{1 - \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2}. \quad (3.20)$$

Используя обобщенный закон Гука, выраженный через физические постоянные, детерминантное уравнение распространения упругих волн в средах и выражение упругих постоянных C_{ik} через физические E_{ik} , G_{ik} можно получить количественные зависимости, по которым, зная параметры упругих волн и плотность пород ρ , можно определить упругие характеристики анизотропных пород.

Для безграничной ортотропной среды эти зависимости выглядят следующим образом:

$$z \neq x \neq y,$$

$$E_x = \frac{V_{Px}^2 \cdot \rho \left(1 - \mu_{xy} \mu_{yx} - \mu_{yz} \mu_{zy} - \mu_{zx} \mu_{xz} - 2\mu_{xy} \mu_{yz} \mu_{zx}\right)}{g \left(1 - \mu_{yz} \mu_{zy}\right)},$$

$$E_y = \frac{V_{Py}^2 \cdot \rho \left(1 - \mu_{xy} \mu_{yx} - \mu_{yz} \mu_{zy} - \mu_{zx} \mu_{xz} - 2\mu_{xy} \mu_{yz} \mu_{zx}\right)}{g \left(1 - \mu_{zx} \mu_{xz}\right)},$$

$$E_z = \frac{V_{Pz}^2 \cdot \rho \left(1 - \mu_{xy} \mu_{yx} - \mu_{yz} \mu_{zy} - \mu_{zx} \mu_{xz} - 2\mu_{xy} \mu_{yz} \mu_{zx}\right)}{g \left(1 - \mu_{xy} \mu_{yx}\right)}. \quad (3.21)$$

$$\mu_{xy} = \frac{V_{p_x}^2 - 2V_{s_{xy}}^2}{2(V_{p_x}^2 - V_{s_{xy}}^2)}; \mu_{yz} = \frac{V_{p_y}^2 - 2V_{s_{yz}}^2}{2(V_{p_y}^2 - V_{s_{yz}}^2)}; \mu_{zx} = \frac{V_{p_z}^2 - 2V_{s_{zx}}^2}{2(V_{p_z}^2 - V_{s_{zx}}^2)},$$

$$G_{xy} = \frac{V_{s_{xy}}^2 \cdot \rho}{g}; G_{yz} = \frac{V_{s_{yz}}^2 \cdot \rho}{g}; G_{zx} = \frac{V_{s_{zx}}^2 \cdot \rho}{g}.$$

Получены зависимости для анизотропных пород с трансверсально-изотропной симметрией:

$$E_x = \frac{V_{p_x}^2 \cdot \rho (1 + \mu_{xy}) \cdot (1 - \mu_{xy} - 2\mu_{xz}\mu_{zx})}{g(1 - \mu_{yz}\mu_{zy})},$$

$$E_y = \frac{V_{p_x}^2 \cdot \rho (1 - \mu_{xy} - 2\mu_{xz}\mu_{zx})}{g(1 - \mu_{xy})}. \quad (3.22)$$

$$\mu_{xz} = \frac{V_{p_x}^2 - 2V_{s_{xz}}^2}{2(V_{p_x}^2 - V_{s_{xz}}^2)},$$

$$\mu_{zx} = \frac{V_{p_z}^2 - 2V_{s_{zx}}^2}{2(V_{p_z}^2 - V_{s_{zx}}^2)},$$

$$G_{zx} = \frac{V_{s_{zx}}^2 \cdot \rho}{g},$$

где E_x, E_y, E_z – модули упругости по главным направлениям анизотропии; G_{xy}, G_{yz}, G_{zx} – модуль сдвига в главных плоскостях сдвига; $\mu_{xy}, \mu_{yx}, \mu_{zy}, \mu_{yz}, \mu_{zx}, \mu_{xz}$ – коэффициент Пуассона для соответствующих плоскостей упругой симметрии (первый индекс указывает на направление деформирования, второй – на направление действия силы).

3.6 Структура, состав и механические свойства грунтов

3.6.1 Общие сведения

Грунтами называют верхние слои коры выветривания литосферы. В большинстве случаев верхние слои земной коры сложены крупнообломочными, песчаными и пылевато-глинистыми грунтами, образовавшимися в результате физического и химического выветривания, органомогенными грунтами, образовавшимися в результате физического и химического выветривания, органомогенными грунтами, возникшими в результате отложения органических веществ (например, торф)

и техногенными грунтами, образовавшимися в результате отсыпки или намыва различных материалов.

Большинство грунтов состоят из трех компонентов: твердых частиц, воды и воздуха или иного газа. В мерзлых грунтах, являющихся четырехкомпонентной системой, содержится лед.

Механические свойства грунтов в первую очередь определяются твердыми частицами, их минеральным составом, размерами и характером связи между ними. По размерам (мм), и минеральному составу твердых частиц группы классифицируются следующим образом (таблица 3.5).

Чаще всего встречаются группы, состоящие из смеси песчаных, пылеватых и глинистых частиц, причем последние оказывают наибольшее влияние на механические свойства грунтов. Поэтому грунты классифицируют в зависимости от количества глинистых частиц и определяемого наличием этих частиц числа пластичности J_p (таблица 3.6).

Таблица 3.5 – Классификация грунтов

Фракция	Диапазон размеров частиц, мм
Валуны (окатанные) и глыбы (угловатые)	>200
Галька (окатанная) и щебень (угловатый)	200÷10
Гравий (окатанный) и дресва (угловатая)	10÷2
Песчаные:	
крупные	2÷0,5
средние	0,5÷0,25
мелкие	0,25÷0,05
Пылеватые:	
крупные	0,05÷0,01
мелкие	0,01÷0,005
Глинистые	<0,005

Таблица 3.6 – Классификация грунтов по числу пластичности

Наименование грунта	Содержание глинистых частиц по массе, %	Число пластичности, J_p
Глина	30	0,17
Суглинок	30÷10	0,17÷0,07
Супесь	10÷3	0,07÷0,01
Песок	3	Не пластичные

Механические свойства грунтов существенно зависят от относительного содержания воды. Воду в грунтах принято классифицировать на свободную и связанную. Свободной водой является гравитационная, которая перемещается в грунте под действием силы тяжести, а также капиллярная. Вода, адсорбированная на поверхности твердых частиц и связанная с ними, называется связанной. Наличие связанной воды в пылевато-глинистых грунтах определяет их пластичность.

Газ в грунтах находится в виде пузырьков, окруженных поровой водой, в растворенном (в поровой воде) или в свободном виде. Газ в виде пузырьков и растворенный в поровой воде придает грунтам свойство упругости.

Основными структурными связями в грунтах являются водно-коллоидные, обусловленные электро-молекулярными силами взаимодействия между пленками связанной воды и твердыми частицами, и кристаллизационные, образуемые цементирующим составом между минеральными частицами грунта. Водно-коллоидные связи вязко-пластичные и обратимые, так как при увлажнении они ослабляются, а при подсушивании грунта возрастают. Кристаллизационные связи обладают высокой прочностью, необратимые, так как при нарушении не восстанавливаются.

3.6.2 Основные характеристики механических свойств грунтов

Физическое состояние грунтов оценивается по результатам испытаний образцов ненарушенной структуры, в результате чего определяются три основные характеристики: плотность грунта: ρ – отношение массы образца к его объему; плотность твердых частиц грунта; ρ_s – отношение массы твердых частиц к их объему; природная весовая влажность грунта; W – отношение массы содержащейся в грунте воды к массе твердых частиц.

Помимо основных характеристик, вычисляются и другие: пористость грунта n – отношение объема пор к объему образца; коэффициент пористости грунта – отношение объема пор к объему твердых частиц, равно $n/(1-n)$.

Важной характеристикой консистенции (густоты) грунта, определяющей их классификацию, является число пластичности:

$$J_p = W_e - W_p, \quad (3.23)$$

где W_e – влажность грунта, соответствующая границе текучести (при которой стандартный конус погружается в образец на глубину 10 мм); W_p – влажность грунта, соответствующая границе раскатывания (при которой образец теряет способность раскатываться в шнур диаметром 2–3 мм).

Деформируемость сжимаемых грунтов определяется деформируемостью твердых частиц и изменением объема пор при сжатии, которое сопровождается отжатием из грунта поровой воды. Характеристики деформируемости грунтов определяются в результате компрессионных испытаний в специальных приборах одометрах, обеспечивающих линейное деформирование образцов в условиях объемного сжатия, и построения соответствующих компрессионных кривых в системе координат «коэффициент пористости e – нормальное давление сжатия p »

(рисунок 3.10, а). Если в пределах сравнительно небольших изменений давления от природного p_1 (равного давлению столба вышележащего грунта), до значения давления p_2 (например, за счет пригрузки от веса $p = p_2 - p_1$), компрессионная кривая близка к секущей прямой АВ, уравнение этой прямой имеет вид:

$$l_i = l_0 - p_i \operatorname{tg} \alpha, \quad (3.24)$$

где $\operatorname{tg} \alpha = m_0$ – характеристика деформируемости грунта, называемая коэффициентом сжимаемости (МПа^{-1}); l_0 – начальный коэффициент пористости; l_i и p_i – соответственно коэффициент пористости и давление в точке прямой АВ, аппроксимирующей компрессионную кривую.

Другой характеристикой деформируемости грунта является коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{m_0}{1 + l_0}. \quad (3.25)$$

В качестве деформационной характеристики грунтов используется также модуль деформации:

$$E_0 = \frac{1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}}{m_v}, \quad (3.26)$$

где μ – коэффициент Пуассона грунта.

Прочность грунтов обычно нарушается в результате сдвига одной части грунта по другой. Сопротивление грунта сдвигу определяется на специальных сдвиговых приборах. Результаты эксперимента представляются в виде графика в системе координат «предельное сопротивление сдвигу τ_n – нормальное напряжение сжатия σ », который обычно

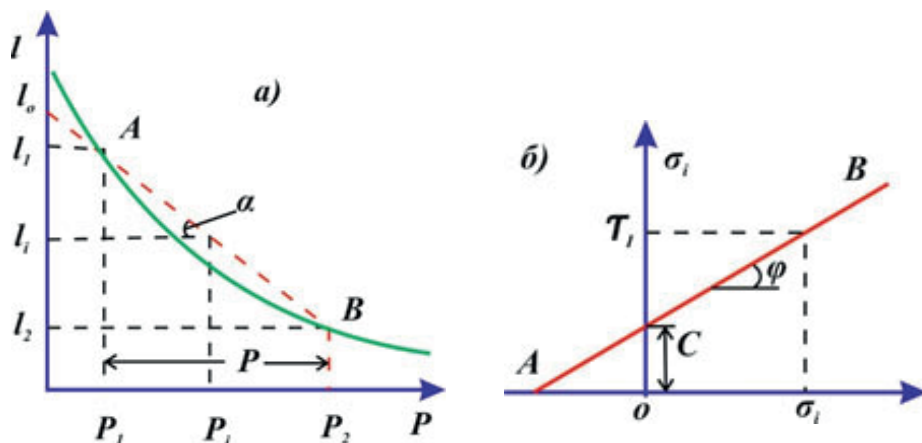


Рисунок 3.10 – Графическое представление результатов компрессионных и сдвиговых испытаний грунтов

представляет прямолинейную, огибающую предельных кругов Мора с уравнением вида (рисунок 3.10, б):

$$\tau_i = c + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi, \quad (3.27)$$

где τ_i и σ_i – соответственно предельное касательное и нормальное напряжение и аппроксимирующей прямой AB .

Аппроксимирующая функция (3.25) используется для определения основных характеристик прочности грунтов: удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ .

3.6.3 Водонасыщенные грунты и плывуны

Состояние грунтов по водонасыщенности устанавливается в зависимости от коэффициента водонасыщенности S_r (степень влажности), равного отношению природной влажности грунта W и влажности при полном заполнении пор водой, т. е. к полной влагоемкости W_{sat} . По степени влажности S_r различают грунты:

- маловлажные при $0 < S_r \leq 0,5$;
- влажные при $0,5 < S_r \leq 0,8$;
- насыщенные водой $0,8 < S_r \leq 1$.

Насыщенные водой грунты не содержат воздуха, сообщающегося с атмосферой.

Водонасыщенные грунты могут разжижаться при вскрытии их горными выработками и переходить в пльвунное состояние, т. е. могут двигаться аналогично тяжелой вязкой жидкости. Такие грунты называются пльвунами. Пльвунное состояние грунтов возможно только при особых условиях. Чаще всего пльвунные свойства проявляют пылеватые пески и супеси, содержащие глинистые и коллоидные частицы, которые слабо отдают воду. Такие грунты приходят в движение при наличии гидродинамического давления в подземных водах, возникающего вследствие развития гидравлического градиента, который обычно появляется в месте выхода подземных вод в горную выработку. Так как грунт плохо отдает воду, он переходит в пльвунное состояние и начинает перемещаться в горную выработку вместе с водой. Гидродинамическое давление может возникнуть также при динамических вибрационных воздействиях на грунт, он разжижается и, превращаясь в тяжелую вязкую жидкость, течет в направлении гидравлического градиента. Чтобы сохранить устойчивость пльвунов, т. е. предотвратить их движение, пльвунные грунты осушают, ограждают горные выработки противифильтрационными завесами, производят закрепление пльвунов силикатизацией, смолизацией и другими способами.

3.6.4 Вечномерзлые и искусственно замороженные грунты

Мерзлыми называются грунты с отрицательной температурой, часть паровой воды в которых находится в замерзшем состоянии. К вечномерзлым относятся грунты, находящиеся в мерзлом состоянии в течение многих лет. Вечномерзлые грунты встречаются более чем на половине территории России, преимущественно в азиатской части. В южных районах азиатской части России, на территории Кыргызской Республики распространено островное залегание вечномерзлых грунтов с толщиной до 50 м.

Поверхностный слой вечномерзлого грунта ежегодно оттаивает и промерзает, и его называют деятельным слоем. В пределах этого слоя наблюдаются: значительные колебания температуры; морозное пучение грунтов (увеличение объема грунтов при промерзании); миграция влаги к фронту промерзания; перемещение влаги под действием гидравлического градиента; сползание грунта по склонам. Вечномерзлые грунты могут находиться в твердомерзлом, пластично-мерзлом и сыпучемерзлом состояниях. Твердомерзлые грунты прочно сцементированы льдом, практически несжимаемые, имеют модуль деформации $E_0 > 100$ МПа и хрупко разрушаются при относительно высокой скорости приложения нагрузки. В зависимости от состава грунтов изменяется температура, ниже которой грунты находятся в твердомерзлом состоянии: для песков крупных и средней хрупкости эта температура равна $0,1$ °С, для мелких и пылеватых песков $-0,3$ °С, для глин $-1,5$ °С.

При температуре, выше указанной, но ниже температуры начала замерзания, грунты находятся в пластично-мерзлом состоянии, в котором грунты сцементированы льдом, но обладают вязкими свойствами. Такие грунты характеризуются достаточно большой сжимаемостью и имеют модуль деформации $E_0 > 100$ МПа. Сыпучемерзлые грунты имеют отрицательную температуру, но не сцементированы льдом.

Отличительной особенностью мерзлых и вечномерзлых грунтов по сравнению с намёрзлыми грунтами является то, что они представляют четырехкомпонентную систему, состоящую из твердых частиц, незамёрзшей воды, воздуха и льда. Их прочность и деформируемость в значительной степени зависят от количества, состава и свойств незамёрзшей воды и льда.

Поэтому помимо указанных основных параметров, физическое состояние мерзлых грунтов характеризуется весовым содержанием незамёрзшей воды W_n . При температуре природного залегания грунта последнюю характеристику можно определить по формуле:

$$W_n = K W , \quad (3.28)$$

где K_i – коэффициент, зависящий от числа пластичности J_p и температуры грунта; W_p – влажность грунта, соответствующая границе раскатывания.

Производной от основных характеристик является суммарная льдистость мерзлого грунта:

$$i_{tot} = \frac{P_f (W_{tot} - W_w)}{P_i (1 + W_{tot})}, \quad (3.29)$$

где P_i – плотность льда; W_{tot} – суммарная влажность, которая определяется в результате испарения всех видов воды в грунте при температуре $+105^\circ\text{C}$; p_f – плотность мерзлого грунта.

Глава 4. ЕСТЕСТВЕННОЕ НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПОРОДНОГО МАССИВА

4.1 Природа полей напряжений породного массива земной коры

Породные массивы имеют еще одну существенную механическую особенность, помимо рассмотренных выше: до начала производства горных работ массивы уже находятся в напряженном состоянии в отличие от дополнительного напряженного состояния, вызванного горными работами.

Естественное напряженное состояние породного массива принципиально отличает его от других строительных и конструкционных материалов, основное напряженное состояние которых возникает при силовом и кинематическом воздействии в процессе эксплуатации.

Естественное напряженное состояние породных массивов в самом общем случае является функцией пространственных и временных координат.

Поэтому факторы, влияющие на его формирование, целесообразно подразделять на две группы:

1. Действующие постоянно и повсеместно.
2. Действующие временно и локально.

К первой группе факторов следует отнести: гравитационное поле Земли, температурное поле земли, механические свойства и структурно-механические особенности породных массивов. Рельеф земной поверхности, космические факторы. Определяющими в этой группе факторов являются: гравитационное поле Земли, механические свойства и структурно-механические особенности породных массивов, и рельеф земной поверхности.

Ко второй группе факторов относятся неотектонические, гидродинамические, газодинамические и другие процессы в породных массивах, определяющими в этой группе являются неотектонические процессы.

Естественное напряженное состояние земной коры в целом и верхней ее части непосредственно, является объектом рассмотрения геомеханики, в общем случае определяется действием в земной коре двух независимых силовых полей. Одно из них – гравитационное поле – в соответствии с законом всемирного тяготения Ньютона. Другое – тектоническое поле обусловлено неравномерным распределением в пространстве скорости тектонических движений и скорости деформаций земной коры, т. е. наличием градиента тектонических движений.

Тектоническое силовое поле отличается от гравитационного значительно большей сложностью. Градиент тектонических движений обуславливает появление горизонтальных тектонических сил, которые в сейсмологии и геотектонике оценивают по максимальным касательным напряжениям.

Экспериментальные данные о действии в массивах, наряду с гравитационным тектоническим силовым полем, появились в 60-х годах прошлого столетия, причем зафиксировано наличие в массивах горизонтальных сжимающих напряжений, в несколько раз превышающих возможные напряжения под действием гравитационных сил.

Горизонтальные тектонические силы проявляются не только в породах кристаллического фундамента, но и в осадочных толщах пород, начиная с глубин в несколько километров. Об этом свидетельствуют, в частности, сверхвысокие или аномально высокие пластовые давления, которые присущи нефтяным и газовым месторождениям, приуроченным к подвижным неотектонически активным зонам на суше и на шельфах во всем мире. Если нормальное пластовое давление эквивалентно гидростатическому напору пластовых вод от земной поверхности до глубины нахождения залежи, то аномально высокое пластовое давление подчас в несколько раз превышает гидростатический напор. Сверхвысокие пластовые давления на месторождениях нефти и газа глубиной более 4,5 км проявляются почти повсеместно. Они возникают и существуют под влиянием интенсивных современных тектонических процессов, деформирующих относительно замкнутые залежи.

Породные массивы в земной коре находятся под действием сил тяжести (гравитационного поля), тектонических движений (тектонического поля), притяжения Солнца, Луны, других планет. На напряженное состояние породного массива оказывают влияние релаксационные процессы в недрах Земли и время.

В задачах геомеханики при обосновании конкретных инженерных решений горных работ необходимо знать первоначальное напряженное состояние ненарушенного породного массива (до проведения горных работ). Определить напряженное состояние породного массива можно теоретически или путем непосредственных измерений. В расчетах трудно учесть все многообразие влияющих факторов. Экспериментальные методы в настоящее время находятся в развитии. Вместе с тем оценка порядка величин напряжения в породном массиве возможна.

Обобщения полученных экспериментальных данных о природном поле напряжений в породном массиве позволили установить следующие фундаментальные закономерности исходного напряженного состояния земной коры:

1. В геологических регионах, различающихся по тектоническому режиму (кристаллические породы фундамента, породы осадочного чехла платформ, орогенные зоны), фактические напряжения в горизонтальном

направлении статистически значимо превышают гравитационные на некоторые добавочные компоненты напряжений тектонической природы, причем с глубиной вклада тектонических компонентов в напряженное состояние массива возрастает.

2. Ориентировка направлений действия тектонических напряжений существенно изменяется при переходе из одного режима в другой и различна по отношению к тектонической зональности и структурным элементам земной коры, сформировавшимся в геологическом прошлом (палеозой и докембрий), и соответствует ориентировке границ современных литосферных плит.

3. Тектонические напряжения, изменяясь от участка к участку в зависимости от предыдущей геологической истории и современных тектонических процессов в недрах Земли, могут быть изучены только экспериментально как реализация случайного поля на основе методики последовательных приближений.

Таким образом, исходное напряженное состояние породного массива в пределах геологического однородного блока содержит гравитационные и тектонические компоненты суммарного поля напряжений, а также градиенты поля напряжений и случайные составляющие его по главным направлениям.

Натурные измерения, проведенные на различном масштабном уровне, выявили неоднородность поля напряжений в массиве в пределах регионов различных тектонотипов, рудных полей, отдельных участков месторождений. Дано физическое объяснение явлений, наблюдающихся в природных условиях. Установлено наличие зон концентраций напряжений, связанное с блочным строением массива; различие тензоров напряжений в отдельных блоках, обусловленное изменчивостью физико-механических свойств пород, параметрами залегания блокообразующих разрывов, их линейными размерами; эластичными эффектами памяти горных пород, электронным состоянием; существованием звукопроводов вокруг выработок.

4.2 Уровни полей напряжений в породных массивах

Геодинамические явления классифицируются как глобальные (движение полюсов, перемещение оси Земли, экваториальное вздутие и др.) и региональные, изучение которых имеет народнохозяйственное значение (движение крупных блоков земной коры, материков, образование разломов и др.).

Причинами планетарных напряжений на современном этапе развития Земли следует считать: действие гравитации, центробежные и инерциальные силы вращения, конвективные движения в ядре и мантии, дифференциацию вещества на оболочке и их взаимодействие и другие перераспределения вещества, которые вместе взятые, обуславливают

«самодвижение» материи в теле планеты под действием эндогенных и экзогенных факторов. В свою очередь, планетарные напряжения образуют складчатые и подвижные пояса, срединно-океанические хребты, глобальную трещиноватость и сложную сеть разломов разных масштабов.

С помощью геодезических и гравиметрических методов могут быть определены векторы горизонтальных скоростей движения больших плит; наиболее точно по спутниковым данным определена фигура Земли. Определены особенности формирования Земли: минимумы в южной оконечности Индостана (–105 м) и близ Антарктиды (–261 м), максимумы близ Новой Гвинеи (+77 м), в северной Атлантике (+66 м), в южной Америке (+44 м). Установлены также систематически наблюдающиеся отклонения от геоида до 20 м на Соломоновых островах и о. Великобритания.

При изучении локального района, сложный ансамбль тектонических структур и магматических проявлений далеко не всегда просто вписывается в картину глобального взаимодействия плит. Палеодинамические реконструкции восстанавливают изменение условий во времени, а изучение локальных районов дает возможность наблюдать результат взаимодействия микроплит и блоков.

Установлена зональность складчатых поясов, определены размеры сжатия. Так, например, Гималаи сокращены сжатием на 400 км, Памир на 500–1000 км, Тянь-Шань на 50–100 км, Алтай на 20–50 км.

Появляются попытки прямым, непосредственным образом перенести результаты и методы геодинамики на исследования напряженно-деформированного состояния породного массива. Предложенный подход изложен в виде различных методик, включающих анализ геоморфологии, тектоники и геофизики рудного поля, а также метод тренд-анализа топографических крат для выделения блоковых структур, приемы геоморфологического выявления динамического выявления разломов, рекомендации выявления динамического взаимодействия блоков, геофизические методы уточнения границ блоков, изучение трещиноватости внутри блоков, реконструкции направлений главных напряжений геомеханическим и геофизическими методами, оценка влияния разломов и рельефа на напряженное состояние аналитическими методами.

Результаты инструментальных определений естественных напряжений, полученные в различных районах мира, показали, что горизонтальная составляющая в большинстве случаев больше вертикальной, распределение напряжений в горизонтальной плоскости характеризуется существенной анизотропией и неоднородностью. Природа формирования, величина и характер распределения напряжений оказываются существенно различными в различных типах структурных элементов земной коры.

Так, система гор Тянь-Шань, по классификации М.В. Гзовского, относится к областям с наиболее высокой интенсивностью движений.

Однако полученные результаты показали, что горизонтальное напряжение здесь значительно меньше, чем на Кольском полуострове и в пределах балтийского щита в целом, испытывающих менее интенсивные тектонические движения. В качестве основных закономерностей поля напряжений системы гор Тянь-Шань следует отметить почти повсеместное превышение горизонтальных напряжений над вертикальными, и его сильную неоднородность. Последнее соответствует геологической и геоморфологической неоднородности этого типа региона и большой неоднородности всех физических полей: скорости распространения упругих волн, магнитного поля, аномалии силы тяжести и др.

Поле напряжений в породных массивах формируется под влиянием факторов, действие которых распространяется в масштабах от нескольких миллиметров до крупных геологических структур и земного шара в целом.

С учетом современных представлений об иерархии тектонических структур, морфогенетических и инженерно-геологических особенностей породных массивов, структурных неоднородностей массивов пород и взаимодействия последних с инженерными сооружениями, представляется целесообразным выделить следующие уровни напряжений, действующих в массивах: глобальный, региональный зональный, локальный, элементарный и точечный, составляющие определенную иерархию (таблица 4.1).

Таблица 4.1 – Иерархия напряжений в породных массивах

Уровень	Факторы, определяющие напряженное состояние	Масштаб
I Глобальный	Космические, сила гравитации, геотектогенез	Земной шар в целом
II Региональный	Типы тектонических структур, движение и взаимодействие геоблоков	Тектонические структуры и геоблоки, ограниченные региональными разломами
III Зональный	Типы геологических формаций, геоморфологическая зональность, движение и взаимодействие тектонических блоков	Зоны геологических формаций, геоморфологические блоки
IV Локальный	Влияние склона гор, их морфологические типы и параметры, структура и свойства	Зона влияния склона, $10^2 - 10^4$ м
V Элементарный	Неоднородность строения и свойств массивов пород (инженерно-геологических элементов)	Элементы массива пород в пределах зоны влияния склона, $10^{-2} - 10^2$ м
VI Точечный	Неоднородность структуры и свойства горных пород	$10^{-2} - 10^0$ м

Глобальное поле напряжений определяется повсеместно действующими на планете силами гравитации, группой космических факторов (приливные силы, притяжения, вековой ход замедления вращения Земли, сокращение ее радиуса), факторами, обуславливающими закономерную эволюцию планеты и создавшими современную структуру ее внешней оболочки.

На региональном уровне напряжённое состояние породного массива в основном определяется типами тектонических структур – щиты и плиты древних и молодых платформ, орогены и рифтогены разного возраста, островные дуги. На этом уровне на формирование напряженного состояния оказывает влияние движение и взаимодействие тектонических плит и геоблоков, региональные разломы.

Различие напряжений в зонах разных геологических формаций, тектонических блоках, испытывающих противоположные по знаку движения, а также в различных геоморфологических зонах горных сооружений, определяют зональный уровень напряжений в породных массивах.

Под формацией, согласно определению Н.С. Шатского, понимаются «естественно выделяемые компоненты, сообщества или ассоциации горных пород, отдельные части которых (породы, слои отложения) тесно парагенетически связаны друг с другом как в возрастном (переслаивание, последовательность), так и в пространственном отношении (фациальные смены и др.)». В этом случае выделяют магматические, метаморфические и осадочные формации, а среди последних – терригенные (континентальные и морские), карбонатные, кремнистые и соленосные.

Локальный уровень напряжений обусловлен влиянием склонов гор различных морфогенетических типов, создающих большие перепады высот на ограниченных расстояниях. Существенную роль здесь играют геометрические параметры склона – высота, угол наклона, свойства и структура слагающих склоны и сопредельных с ними массивов пород. Зона влияния склона не превышает 3–4 размеров его высоты или глубины.

Напряженное состояние в пределах элементов: породные блоки, пачки, зоны разгрузки тектонических напряжений, размеры которых соизмеримы с размерами влияния подземных выемок, соответствуют элементарному уровню. Точечный уровень соответствует напряжениям, определяемым экспериментальными методами в натуральных условиях.

4.3. Полный тензор естественных напряжений

Полный тензор естественных напряжений в породном массиве, в общем случае, может быть записан в виде:

$$T = T_G + T_{GC} + T_T + \Delta T_T, \quad (4.1)$$

где T_G – тензор гравитационных напряжений; T_{GC} – тензор гидростатических напряжений; T_T – тензор тектонических напряжений; ΔT_T – изменение тензора тектонических напряжений во времени.

Если тензоры предыдущего равенства записать в матричной форме, то получим:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_x^2 & \tau_{xy}^2 & \tau_{xz}^2 \\ \tau_{yx}^2 & \sigma_y^2 & \tau_{yz}^2 \\ \tau_{xz}^2 & \tau_{zy}^2 & \sigma_z^2 \end{vmatrix} + \\ + \begin{vmatrix} \sigma_x^{2c} & \tau_{xy}^{2c} & \tau_{xz}^{2c} \\ \tau_{yx}^{2c} & \sigma_y^{2c} & \tau_{yz}^{2c} \\ \tau_{xz}^{2c} & \tau_{zy}^{2c} & \sigma_z^{2c} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_x^T & \tau_{xy}^T & \tau_{xz}^T \\ \tau_{yx}^T & \sigma_y^T & \tau_{yz}^T \\ \tau_{xz}^T & \tau_{zy}^T & \sigma_z^T \end{vmatrix}. \quad (4.2)$$

Как правило, оси координат направляют вертикально и горизонтально, в результате чего они совпадают с главными осями гравитационного и гидростатического напряжения. В этом случае выражение для тензора естественных напряжений запишется в виде:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_1^{\hat{A}} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2^{\hat{A}} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3^{\hat{A}} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_1^{2C} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2^{2C} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3^{2C} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_x^T & \tau_{xy}^T & \tau_{xz}^T \\ \tau_{yx}^T & \sigma_y^T & \tau_{yz}^T \\ \tau_{xz}^T & \tau_{xy}^T & \sigma_z^T \end{vmatrix}. \quad (4.3)$$

В общем случае главные оси тектонических напряжений могут не совпадать с главными осями гравитационных и гидростатических напряжений. Главные тектонические напряжения могут быть вычислены решением кубического уравнения:

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3. \quad (4.4)$$

Здесь величины I_1, I_2, I_3 , называемые инвариантами тензора напряжений, определяются из формул:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z, \\ I_2 = \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2, \quad (4.5)$$

$$I_3 = \sigma_x\sigma_y\sigma_z + \tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - \sigma_x\tau_{yz}^2 - \sigma_y\tau_{xz}^2 - \sigma_z\tau_{xy}^2.$$

Необходимые для решения этих уравнений компоненты напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ могут быть получены непосредственным измерением величин. В наиболее общем виде напряженное состояние в какой-либо точке массива может быть описано тензором второго ранга, называемом тензором напряжений.

Обычно тензор напряжений записывают в виде матрицы его компонентов:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}, \quad (4.6)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – нормальные напряжения; $\tau_{xy}, \tau_{zx}, \tau_{yx}, \tau_{zy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ – касательные напряжения.

Тензоры напряжений являются симметричными, т. е. $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$. Поэтому в общем случае тензор напряжений может быть полностью охарактеризован шестью компонентами. Иначе говоря, чтобы вычислить значения напряжений на площадках любым произвольным образом ориентированных в пространстве. Достаточно знать составляющие нормальных и касательных напряжений, действующих на трех любых взаимно перпендикулярных площадках.

Существенно важно, что каким бы ни было поле напряжений массива в целом, и напряженное состояние любой точки рассматриваемого массива, в каждой из точек существуют три таких взаимно ортогональных направления (и притом единственных), при которых все касательные компоненты тензора напряжений имеют нулевые значения. Отличным от нуля остаются только три нормальных напряжения: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, называемые главными значениями тензора напряжений или главными нормальными напряжениями. Матрица тензора напряжений, выраженная главными его значениями, принимает вид:

$$T = \begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix}. \quad (4.7)$$

Индексы 1, 2, 3 в матрице тензора обычно присваивают главным напряжениям таким образом, чтобы σ_1 было алгебраически максимальным, σ_2 – промежуточным значением; σ_3 – алгебраически минимальным.

Если напряженное состояние породного массива определяется только действием гравитационных сил, то каждый элементный блок под воздействием вертикального гравитационного напряжения σ , будет испытывать деформации сжатия в вертикальном

$$\sigma_1 = \sum_0^H \gamma_i h_i, \quad (4.8)$$

и деформации растяжения в горизонтальном направлении. Однако последним препятствует реакция окружающих пород, в результате чего возникают горизонтальные сжимающие напряжения σ_2 и σ_3 , численно равные:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \lambda \gamma H = \frac{\mu}{i - \mu} \gamma H, \quad (4.9)$$

где λ – коэффициент бокового распора. Этот коэффициент показывает, какую часть вертикальной нагрузки, действующей в рассматриваемой точке массива, составляют силы при напряжении, действующие в горизонтальной плоскости. Поскольку μ изменяется в пределах от 0,08 до 0,5, то возможные пределы изменения λ составляют от 0,1 до 1.

При слоистом строении массива значения горизонтальных напряжений σ_2 и σ_3 определяются конкретными значениями коэффициентов поперечных деформаций μ для соответствующего слоя. В связи с этим, если вертикальное напряжение σ_1 будет монотонно возрастать по мере увеличения глубины рассматриваемых слоев, то горизонтальные напряжения σ_2 и σ_3 , при общей тенденции возрастания могут, как увеличиваться, так и уменьшаться при переходе от слоя к слою.

Поля тектонических напряжений гораздо менее однородны, чем поля гравитационных. Их параметры могут значительно изменяться как в пространстве, так и во времени. В частности, изменчивая ориентировка осей главных напряжений может быть охарактеризована вертикальным градиентом тектонических сил $\Delta\delta_T$, выражающим зависимость максимального главного горизонтального сжимающего напряжения от глубины. Градиент $\Delta\delta_T$ в общем случае является переменной величиной, зависящей от строения массива и рельефа земной поверхности.

Рассматривая напряженное состояние какого-либо элементарного объема в массиве, подверженном действию горизонтальных тектонических сил, можно утверждать, что одно из главных нормальных горизонтальных напряжений численно равно:

$$\delta_T = T_H, \quad (4.10)$$

где T_H – горизонтальное тектоническое напряжение в рассматриваемом массиве.

Для напряжений σ_2 и σ_3 справедливы следующие соотношения:

$$\begin{cases} \sigma_2 = T_H \\ \sigma_3 = T_H^S \end{cases}, \quad (4.11)$$

$$\text{причем} \begin{cases} \frac{\mu}{i - \mu} > \alpha \\ \frac{\mu}{i - \mu} \end{cases} \quad (4.12)$$

Общее выражение тензора напряжений для какого-либо участка массива можно представить в виде суммы двух тензоров:

$$T_{\sigma} = T_{\sigma_2} + T_{\sigma_T}, \quad (4.13)$$

где $T_{\sigma_2}, T_{\sigma_T}$ – тензоры напряжений, обусловленные соответственно действием гравитационного и тектонического полей напряжений:

$$T_{\sigma_2} = \begin{vmatrix} \gamma H & 0 & 0 \\ 0 & \lambda \gamma H & 0 \\ 0 & 0 & \lambda \gamma H \end{vmatrix}, \quad (4.14)$$

$$T_{\sigma_T} = \begin{vmatrix} T_0 + \Delta \sigma_T H & 0 & 0 \\ 0 & \beta(T_0 + \Delta \sigma_T H) & 0 \\ 0 & 0 & \alpha(T_0 + \Delta \sigma_T H) \end{vmatrix}, \quad (4.15)$$

где T_0 – значение горизонтальных тектонических напряжений на уровне дневной поверхности.

4.4 Естественное поле напряжений в платформенных породных массивах

В тех районах, где массив горных пород находится в зонах растяжения или хотя бы не подвержен активному горизонтальному сжатию тектоническими силами (рисунок 4.1), напряженное состояние пород можно оценить по методу А.Н. Динника (4.16).

$$\sigma_1 = \gamma H; \quad \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H, \quad (4.16)$$

где σ_1 – вертикальное главное напряжение; σ_2 и σ_3 – горизонтальные главные напряжения; коэффициент поперечной деформации.

Значения коэффициента бокового распора для различных типов пород различны. Породы с малым коэффициентом бокового распора (менее 0,5) являются, как правило, прочными, с ясно выраженными упругими свойствами. К ним относится большинство магматических и метаморфических пород, а также песчаники и известняки. Породы со средним значением коэффициента бокового распора (0,5–0,8) являются более пластичными (сланцы, алевролиты, аргиллиты, мергели). Породы

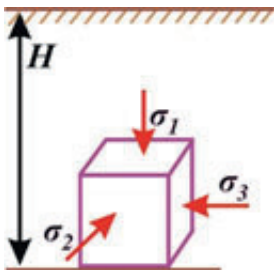


Рисунок 4.1 – Расчетная схема к оценке напряжений в зонах не подверженных активному горизонтальному сжатию

с высоким коэффициентом бокового распора (более 0,8) обладают низкой прочностью, резко выраженными свойствами ползучести и релаксации, способными к газо- и водонасыщению, сильно нарушенными (глина, пылеватые породы, песок).

Для неоднородного породного массива величина горизонтальных напряжений зависит от изменения свойств пород. При слоистом строении массива, обладающего свойствами анизотропии, в зависимости от угла наклона слоев и параметров анизотропии пород, значения коэффициентов бокового распора изменяются. Их величина с учетом анизотропии остается в пределах 0,15–0,70.

Породы с выраженной способностью к медленному и непрерывному вязкому течению (глины, глинистые сланцы, калийные соли) со временем переходят в пластическое состояние, что приводит к гидростатическому распределению напряжений.

Таким образом, коэффициент бокового распора зависит от типа пород и в предельном случае равен единице. Гипотеза А.Н. Динника на некоторых месторождениях получила экспериментальное подтверждение. Большинство результатов измерений напряжений в различных районах Земли говорят о том, что распределение напряжений в реальном массиве гораздо сложнее. Особенно это характерно для горных районов (Хибины, горная Шория, Урал, Тянь-Шань) с резко выраженным рельефом и продолжающимися тектоническими процессами. Величина напряжений в этих районах значительно превосходит расчетные по гипотезе А.Н. Динника, причем преобладающим направлением максимальных напряжений является горизонтальное. Следовательно, в массиве образуются дополнительные поля напряжений.

В районах, в которых массив горных пород находится в зонах сжатия или сдвига (а их, по-видимому, подавляющее большинство), для расчета напряжений можно взять метод, построенный на концепции о предельно напряженном состоянии массива горных пород в этих районах.

Горизонтальное сжатие земной коры создает условия для деформирования части ее, прилегающей к земной поверхности и установления предельно напряженного состояния в массиве горных пород. Это означает, что максимальная составляющая напряжений в массиве горных пород будет $\sigma_3 = \gamma H$. Промежуточное напряжение σ_2 , действующее в горизонтальной плоскости, будет определяться как боковой отпор от σ_1 и σ_3 (рисунок 4.2).

Вблизи земной поверхности величину σ_1 принимают равной прочности массива на сжатие с учетом коэффициента структурного ослабления σ_0 . На глубине $H_{nl} \sigma_1 = \gamma H_{nl} + 2\tau_{max}$, где τ_{max} – величина сопротивления пород сдвигу по паспорту прочности в условиях идеальной пластичности на глубине H_{nl} . На глубине H_r наступает гидростатическое напряженное состояние. Тогда

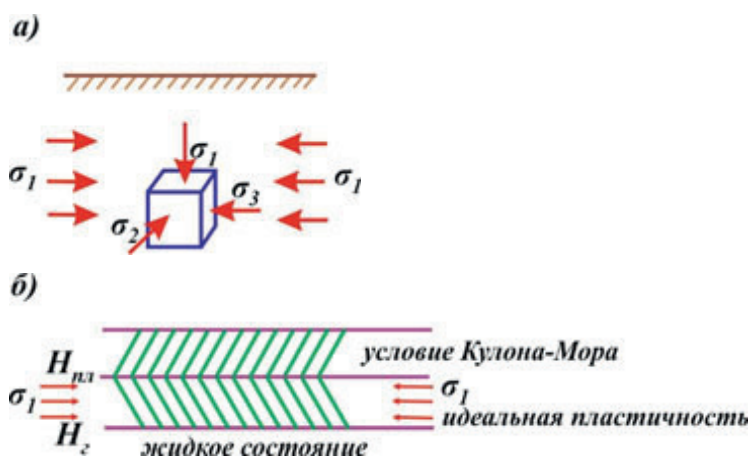


Рисунок 4.2 – Расчетная схема к оценке напряжений в зонах сжатия земной коры: а – общая схема; б – расчетная модель массива

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \gamma H. \quad (4.17)$$

В процессе дальнейших исследований приведенные зависимости должны быть уточнены.

В частности, зависимость напряженного состояния от глубины на участке от земной поверхности до глубины $H_{пл}$, может быть охарактеризована аналитической зависимостью, следующей из условия Кулона–Мора для предельного напряженного состояния.

Условие Кулона–Мора с достаточной точностью может быть задано в виде уравнения эллипса (4.18), аппроксимация паспорта прочности приведена на рисунке 4.3.

$$\tau = \frac{\beta + \sqrt{\beta^2 + 16R^2(p^2 - \beta^2)}}{16R^2}, \quad (4.18)$$

где $\beta = z - \gamma H$, $P = \gamma H_{пл}$, $R = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0}$; R – коэффициент, зависящий от проч-

ностных свойств горного массива, а также от их возможного упрочнения с увеличением глубины; σ_0 – предел прочности на одноосное сжатие с учетом коэффициента структурного ослабления.

Главные напряжения σ_1, σ_2 и σ_3 определяют по формуле:

$$\sigma_1 = \gamma H + 2\tau; \sigma_2 = \gamma H + \tau; \sigma_3 = \gamma H. \quad (4.19)$$

Эти зависимости справедливы для оценки напряжений в области предельного состояния массива до глубины $H_{пл}$ ($H_{пл}$ – глубина, на которой имеет место наступление идеальной пластичности). Величина $H_{пл}$ ориентировочно может быть принята (0,3–0,5) H_r , по которой устанавливают гидростатическое распределение напряжений, зависит

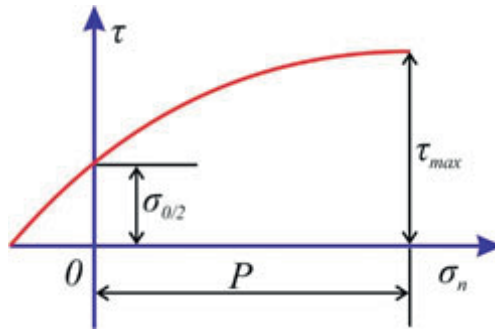


Рисунок 4.3 – Аппроксимация паспорта прочности

от температуры и средней прочности горного массива. Для этого случая можно предложить, например, следующее изменение температуры t с увеличением глубины H (таблица 4.2).

Таблица 4.2 – Изменение температуры с увеличением глубины

Н, км	1	10	50	100
Т, град.	30	300	1500	3000

Отмечается также, что большинство пород имеет температуру плавления не более $1500\text{ }^{\circ}\text{C}$; $H_r = 50$ км принято с запасом. Следует ожидать, что за счет всестороннего давления величина H_r будет значительно меньше. Таким образом, величина H_r находится, по-видимому, в интервале 25–50 км.

Сопротивление сдвигу (предел «текучести») τ^1 при $H > H_r$ будет уменьшаться, и стремиться к нулю при $H \rightarrow H_c$, поскольку в жидком состоянии $\tau \approx 0$. При $H > H_{nn}$ примем линейную зависимость изменения τ^1 следующей:

$$\tau^1 = \tau \frac{H_c - H}{H_c - H_{nn}}. \quad (4.20)$$

Главные напряжения σ_1 , σ_2 и σ_3 определяют по формулам:

$$\sigma_1 = \gamma H + 2\tau^1; \quad \sigma_2 = \gamma H + \tau^1; \quad \sigma_3 = \gamma H. \quad (4.21)$$

Эти зависимости позволили выполнить расчеты напряжений в зоне сжатия земной коры (рисунок 4.4).

Условно были приняты следующие значения исходных параметров: $\sigma_0 = 40$ МПа; $H_c = 25$ км. Графики показывают, что величина $\sigma_1 - \sigma_3$ растет с увеличением глубины разработки за счет увеличения всестороннего сжатия, далее она падает вследствие снижения предела текучести пород и при $H \rightarrow H_c$ распределение напряжений в зоне сжатия земной коры будет гидростатическим. Анализ графиков также показывает, что для практических целей достаточно прямолинейной аппроксимации распределения напряжений.

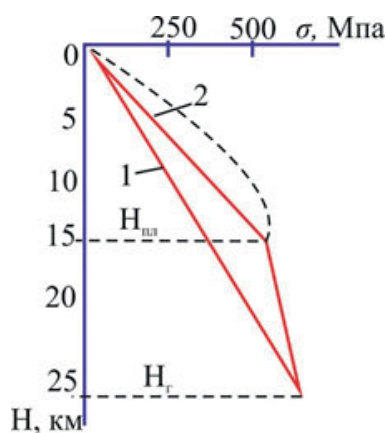


Рисунок 4.4 – Пример расчета напряжений в зоне сжатия земной коры: 1, 2 – соответственно σ_3 и σ_1 ; 3 – $2\tau_{max}$

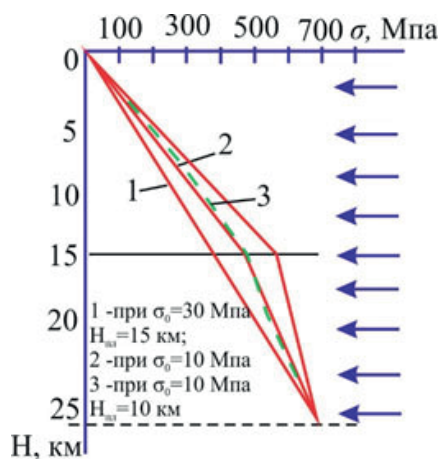


Рисунок 4.5 – Схема к оценке главных напряжений σ_1 , соответствующих предельно напряженному состоянию земной коры на всю ее мощность (толщину)

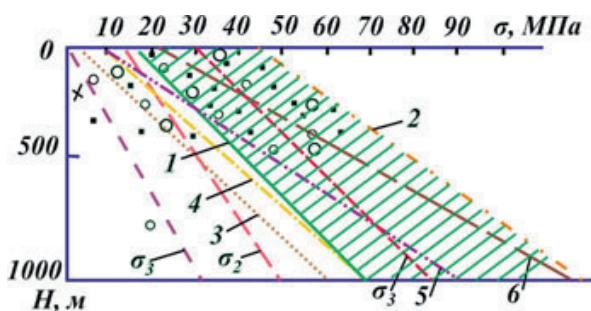


Рисунок 4.6 – Изменение суммы главных горизонтальных напряжений с глубиной в породах кристаллического фундамента платформ и в осадочных комплексах разных районов мира (по П.Н. Крапоткину): Балтийский щит; o – палеозойские складчатые пояса; · – области мезозойской и кайнозойской складчатости; x – изверженные породы Исландии; 1 – при $\sigma_0 = 10$ МПа; 2 – при $\sigma_0 = 30$ МПа; 3, 5 – по И.Т. Айтматову; 4 – по П.В. Егорову; 6 – по Н. Хиту, М. Нильсону

На рисунке 4.5 представлены различные варианты распределения напряжений, а на рисунке 4.6 – фрагмент поля напряжений для интервала глубин, на котором имеются данные инструментальных измерений (сумма $\sigma_1 + \sigma_2$). Отметим, что некоторая совокупность экспериментальных точек может соответствовать и упругому состоянию горного массива. Тем не менее, предложенные зависимости в целом удовлетворительно описывают экспериментальные данные и могут, в первом приближении, использоваться для оценки напряжений в зонах земной коры.

Выше рассмотрен случай, в котором величина горизонтальных напряжений сжатия такова, что весь массив горных пород находится в предельно напряженном состоянии. Показателем необходимой величины напряжений может служить средняя величина напряжений (рисунок 4.7), которая заключена в следующих пределах:

$$\sigma_{cp}^{min} \leq \sigma_{cp} \leq \sigma_{cp}^{max}, \quad (4.22)$$

$$\text{где } \sigma_{cp}^{max} = \frac{1}{2}(\sigma_{сж} + R\sigma_{сж} + \gamma H_{nl}) \frac{H_{nl}}{H_z} + \frac{1}{2}(R\sigma_{сж} + \gamma H_{nl} + \gamma H_z) \left(1 - \frac{H_{nl}}{H_z}\right);$$

$$\sigma_{cp}^{min} = \frac{1}{2} \lambda \gamma H_D \frac{H_D}{H_z} + \frac{1}{2}(\lambda \gamma H_D + \gamma H_z) \left(1 - \frac{H_D}{H_z}\right). \quad (4.23)$$

Величины σ_{cp}^{max} и σ_{cp}^{min} соответствуют случаям предельно напряженного и упругого массивов.

Если величина σ_{cp} находится в промежутке между максимальным и минимальным значениями, то горизонтальных сил уже недостаточно для перехода в предельно напряженное состояние массива. Таким образом, если напряжения в массиве формируются горизонтальными силами интенсивности:

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cp}^{max} - \Delta\sigma, \quad (4.25)$$

где $\Delta\sigma$ – средняя величина приращения напряжений по глубине, то эта величина $\Delta\sigma$ будет меняться в пределах от 0 до $\sigma_{cp}^{max} - \sigma_{cp}^{min}$.

При увеличении $\Delta\sigma$ от нуля до некоторой величины $\Delta\sigma^1$ точка М, являющаяся максимальным значением горизонтальных напряжений (рисунок 4.7), будет «скользить» по эпюре вплоть до земной поверхности. Точка М окажется на земной поверхности, если величина $\Delta\sigma^1$ будет следующей:

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cp}^{max} - \Delta\sigma. \quad (4.25)$$

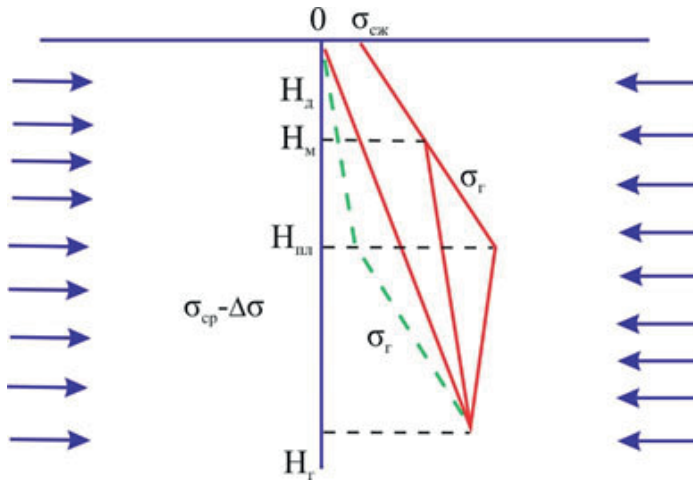


Рисунок 4.7 – Схема формирования напряжений в массиве горных пород:

- $\sigma_{\bar{a}}$ – горизонтальные напряжения в зонах сжатия;
- $\sigma_{\bar{a}}$ – то же, в зонах растяжения (по А.Н. Диннику)

Координату точки максимума H_i определяют из выражения:

$$\Delta\sigma = \sigma_{ср}^{max} - 0,5(p + \gamma H_z) \left(1 - \frac{H_M}{H_z}\right) \left(1 - \frac{H_M}{H_z}\right) - 0,5(\sigma_{сжс} + p) \frac{H_M}{H_z}; \quad (4.26)$$

$$p = \sigma_{сжс} + (\gamma H_{пл} + R\sigma_{сжс} - \sigma_{сжс}) \frac{H_M}{H_z}, \quad (0 \leq \Delta\sigma \leq \Delta\sigma^1). \quad (4.27)$$

При дальнейшем увеличении $\Delta\sigma$ до некоторой величины $\Delta\sigma^{11}$, горизонтальные напряжения на земной поверхности уже будут меньше величины $\sigma_{сжс}$, и постепенно уменьшатся до нуля. Величина $\Delta\sigma^{11}$, соответствующая нулевому значению горизонтальных напряжений на земную поверхность, определится при этом из выражения:

$$\Delta\sigma^{11} = \sigma_{ср}^{max} - \frac{1}{2}\gamma H_G. \quad (4.28)$$

При дальнейшем увеличении $\Delta\sigma$ до конечной величины $\Delta\sigma^{111} = \sigma_{ср}^{max} - \sigma_{ср}^{min}$, соответствующей представлению горизонтальных напряжений нетронутого массива по А.Н. Диннику, эпюра горизонтальных напряжений σ_G будет изменяться от эпюры $\sigma_G = \gamma H$, соответствующей гидростатическому распределению напряжений в нетронутом массиве до величины $\sigma_z = \lambda\gamma H$ (где $\lambda = \frac{\mu}{(1-\mu)}$ – коэффициент боково-

го распора; μ – среднее значение коэффициента Пуассона в горном

массиве). Глубина H_D правомерности решения А.Н. Динника, как правило, небольшая. Так, статистика горных ударов свидетельствует о том, что уже при глубинах разработки $H = 700$ м величина $\lambda \approx 0,7$. Отработка нефтяных месторождений показала, что уже при $H = 2$ км $\lambda = 0,85$. Если H_D не превышает 5 км, то при определении σ_{cp}^{min} по формуле (4.29) эту величину можно вычислить с достаточной точностью, принимая $H_D = 0$:

$$\sigma_{cp}^{min} = \frac{1}{2} \gamma H_z. \quad (4.29)$$

Пример. Примем следующие исходные значения параметров: $H_z = 25$ км; $H_{nl} = 15$ км; $H_D = 1$ км; $\sigma_{сж} = 30$ МПа; $K = 4$. При этих условиях: $\sigma_{cp}^{max} = 382$ МПа; $\Delta\sigma^1 = 54$ МПа; $\Delta\sigma^{11} = 69$ МПа; $\Delta\sigma^{111} = 69$ МПа. Таким образом, если $\Delta\sigma$ изменяется от нуля до 54 МПа, точка М «скользит» по предельной кривой от H_{nl} до земной поверхности.

При изменении $\Delta\sigma$ от 54 до 69 МПа, горизонтальные напряжения на земной поверхности уменьшается от $\sigma_{сж} = 30$ МПа до нуля. Далее имеет место распределение горизонтальных напряжений в массиве по А.Н. Диннику.

Рассмотренная выше схема оценки напряженного состояния массива горных пород в зонах земной коры представляет интерес, прежде всего тем, что она показывает основную идею существа концепции о предельно напряженном состоянии горного массива и может способствовать ее дальнейшему развитию. Вместе с тем, уже на данном этапе эта схема позволяет выполнять оценочные расчеты, например, при анализе механизма энергии землетрясений, типа происшедшего в Спитаке 07.12.88.

4.5 Естественное поле напряжений в породных массивах в горных районах

Естественное поле напряжений в породном массиве в горных районах представляется в следующем виде:

$$\sigma = \sigma_p + \sigma_m, \quad (4.30)$$

где σ – полные, действующие в массиве напряжения; σ_p – суммарные напряжения, обусловленные весом пород ($\sigma_{\gamma n}$) и влиянием рельефа (σ^p):

$$\sigma_m = \sigma_{\gamma n} + \sigma^p, \quad (4.31)$$

где σ_m – тектоническое напряжение.

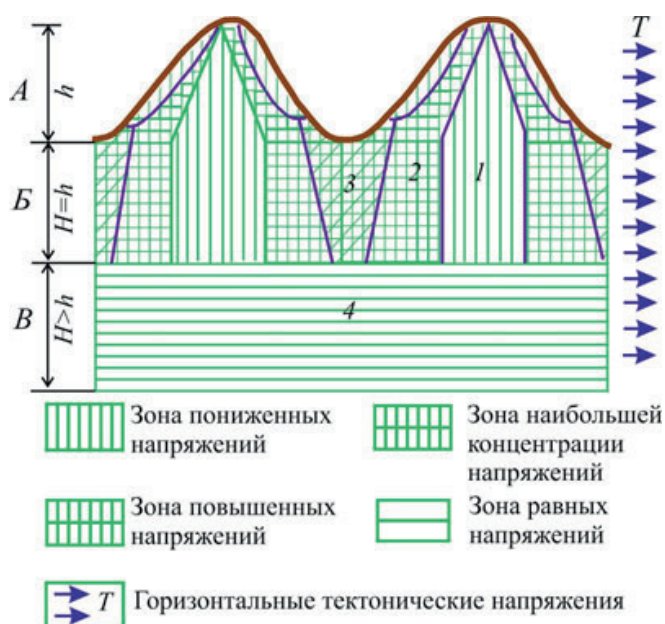


Рисунок 4.8 – Общая схема распределения напряжений в массиве пород в горной местности

Существующие аналитические и численные методы, а также результаты моделирования для условий плосконапряженного состояния позволяют учесть влияние наиболее простых элементов рельефа.

По общей схеме распределения напряжений в породном массиве в горной местности выделено три области массива, в которых характер распределения и величина напряжений имеют качественные и количественные различия (рисунок 4.8):

- А – породный массив в горных склонах выше оснований хребта;
- Б – нижележащий породный массив под основанием гор, на глубинах, не превышающих их высоту;
- В – нижележащий породный массив, на глубинах больше высоты гор.

В массиве гор выше их оснований напряжения не соответствуют весу налегающих пород. В центральной части под вершиной образуется зона пониженных напряжений. Это связано с тем, что часть нагрузки перераспределяется в приконтурные части горы, где образуются зоны повышенного давления.

4.5.1 Расчет напряжений в горных склонах и возвышенностях

А. Для условий, когда месторождение залегает в горном склоне, возникает задача определения напряженного состояния в зоне его влияния. При этом рассматривается массив, ограниченный сверху горизонтальной плоскостью $(0, -x)$, а сбоку – откосом OA (рисунок 4.9).

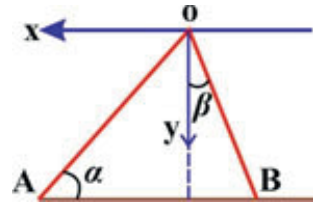


Рисунок 4.9 – Схема к расчету напряжений в горных склонах

Границей зоны влияния склона OAB на напряженное состояние массива является линия OB, проведенная под углом α , равном:

$$\beta = \lambda \operatorname{tg} \alpha, \quad (4.32)$$

где β – угол, определяющий зону влияния склона; α – угол наклона склона к горизонту; λ – коэффициент бокового распора в массиве пород.

Расчет напряжений в массиве, находящемся в зоне влияния склона, производится по формулам:

$$\sigma_{p,x} = \lambda \gamma y - \gamma \varepsilon \operatorname{tg}^2 \beta (x + \gamma \operatorname{tg} \beta), \quad (4.33)$$

$$\sigma_{p,y} = \gamma y - \gamma \varepsilon (x + \gamma \operatorname{tg} \beta), \quad (4.34)$$

$$\tau_{p,x_1 y_1} = \gamma \varepsilon \operatorname{tg} \beta (x + \gamma \operatorname{tg} \beta), \quad (4.35)$$

где $\varepsilon = \frac{1 + \lambda \operatorname{tg}^2 \alpha}{3 \operatorname{tg}^2 \beta \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg}^3 \beta \operatorname{tg}^2 \alpha + \operatorname{ctg} \alpha}$; γ – объемный вес пород;

x, y – горизонтальная и вертикальная координаты исследуемой точки (рисунок 4.9).

Вне зоны влияния склона напряжения в массиве пород определяются как в равнинной местности по формулам (4.16) и (4.17).

Б. Определение напряжений в горе выше ее основания следует производить следующим образом.

В центральной части горы под вершиной образуется зона взаимного влияния обоих склонов $B'OB$ (рисунок 4.10), определяемая углами $\beta = \beta'$ по формуле (4.32).

Напряжения в зоне взаимного влияния склонов рассчитываются по формулам:

$$\sigma_{p,x} = \gamma y (\lambda - 2 \varepsilon \operatorname{tg}^3 \beta), \quad (4.36)$$

$$\sigma_{p,y} = \gamma y (1 - 2 \varepsilon \operatorname{tg} \beta), \quad (4.37)$$

$$\tau_{p,xy} = 2 \gamma x \varepsilon \operatorname{tg} \beta, \quad (4.38)$$

где все условные обозначения такие же, как в предыдущем случае.

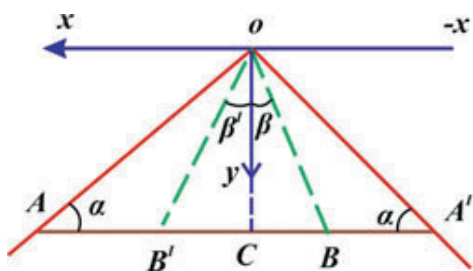


Рисунок 4.10 – К расчету напряжений в горе выше оснований

Вне этой зоны расчет напряжений следует производить по формулам (4.33)–(4.35).

Если расчетная зона взаимного влияния, обусловленная углом, выходит за пределы поверхностей склонов горы, то это означает, что все сечение горы AOA' (рисунок 4.10) находится в этой зоне.

Такие условия возникают при $\alpha \geq \text{arctg} \sqrt{\frac{1}{\lambda}}$. В этом случае напряжения в любой точке горы определяются из выражений:

$$\sigma_{p,x} = 0,5\lambda\gamma H, \quad \sigma_{p,y} = 0,5\gamma y, \quad \tau_{p,xy} = 0,5\gamma x. \quad (4.39)$$

В качестве примера на рисунке 4.12 приводятся графики распределения напряжений в одиночной горе выше ее основания, рассчитанные по формулам (4.33)–(4.34), при угле наклона склонов $\alpha = 35^\circ$ и коэффициенте бокового рапора $\lambda = 0,33$. Эпюры построены вдоль горизонтального сечения на глубине $y = H$ от вершины горы. Значения напряжений представлены в единицах относительно величин напряжений по гипотезе А.Н. Динника.

Под вершиной горы в зоне взаимного влияния склонов вертикальные напряжения $\sigma_{p,y}$ составляют $0,75\gamma H$, что в 1,2–1,33 раза меньше, чем из расчета на вес налегающих пород по гипотезе А.Н. Динника. По мере приближения к границам склонов горы, величина напряжений становится больше, чем из расчета на вес налегающих пород и на контуре не обращается в нуль, а принимает значение около $0,2\gamma H$.

Горизонтальные напряжения $\sigma_{p,x}$ в зоне взаимного влияния склонов горы незначительно меньше, чем по гипотезе А.Н. Динника, у контуров склонов значительно больше.

На контуре величина горизонтальных напряжений превышает вертикальные. Для сравнения на рисунке 4.11 приведены напряжения, определенные методом конечных элементов. В центральной части горы, в зоне взаимного влияния склонов, их величины хорошо согласуются с рассчитанными по формулам (4.33)–(4.35). Небольшое различие в приконтурной части склонов обуславливается тем, что при расчете методом конечных элементов контур склонов был не прямолинейный, а имел форму близкую к синусоиде.

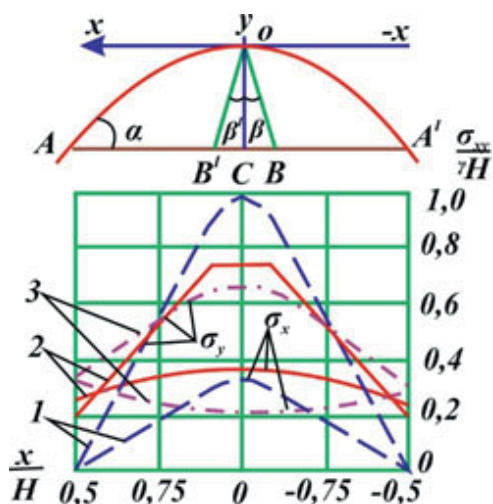


Рисунок 4.11 – Распределение напряжений в одиночной горе выше ее основания: 1 – согласно гипотезе А.Н. Динника; 2 – рассчитанные аналитическим методом по формулам (4.4)–(4.7); 3 – рассчитанные методом конечных элементов

Экспериментальные исследования напряженного состояния склонов, проведенные на модулях методом фотоупругости, также показали аналогичный характер распределения напряжений.

Таким образом, в горных склонах происходит перераспределение напряжений. Под вершинами образуются зоны пониженных, а в приконтурных частях склонов – зоны повышенных напряжений.

4.5.2 Определение напряжений в нижележащем массиве под действием одного хребта

Одним из распространенных элементов рельефа является горный хребет, сечение которого имеет форму треугольника (рисунок 4.12), при достаточной протяженности хребта можно ограничиться решением о распределении напряжений в плоской постановке.

Расчет напряжений в нижележащем массиве, с учетом влияния одиночного хребта, производится по формулам:

$$\sigma_{p,x} = \sigma_x^{\gamma H} + \sigma_x^p = \gamma \left[P \left(1 + \frac{2H}{h} \right) + P \left(1 \cdot \frac{2\pi H}{\alpha} \cdot e^{-\frac{2\pi H^2}{\alpha}} \cdot \sin \frac{2\pi H}{\alpha} \right) \right] K,$$

$$\sigma_{p,y} = \sigma_y^{\gamma H} + \sigma_y^p = \gamma \left[P \left(1 + \frac{2H}{h} \right) + P \left(1 \cdot \frac{2\pi H}{\alpha} \cdot e^{-\frac{2\pi H^2}{\alpha}} \cdot \sin \frac{2\pi H}{\alpha} \right) \right] K,$$

$$\tau_{xy} = p \frac{2\pi H}{\alpha} \cdot e^{-\frac{2\pi H^2}{\alpha}} \cdot \cos \frac{2\pi H}{\alpha}. \quad (4.39)$$

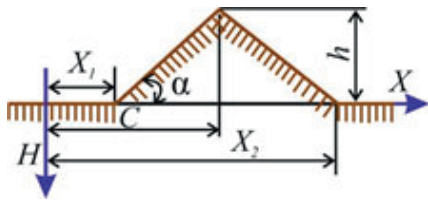


Рисунок 4.12 – Схема к расчету напряжений в массиве под действием одиночного хребта

На глубинах, превышающих высоту горы, напряжения под вершиной и подножьем практически одинаковы, и под основанием горы определяются по упрощенным зависимостям:

$$\sigma_{p,x} = \lambda \gamma H \left(1 + \frac{h}{\pi H \lambda} \right), \quad (4.40)$$

$$\sigma_{p,y} = \gamma H \left(1 + \frac{h}{\pi H \lambda} \right), \quad (4.41)$$

где \dot{a} – ширина основных хребтов; $h' = h/2$; $p = \frac{\gamma h}{\pi(c-x_1)}$;

$$K = c\eta \rightarrow_1 \theta + \rightarrow_2 \varepsilon; \quad \theta = \arctg \frac{x_1}{H}; \quad \varepsilon = \arctg \frac{x_2}{H}; \quad \eta = -2\arctg \frac{c}{H}; \quad \sigma_{p,x};$$

$\sigma_{p,y}$; $\tau_{p,xy}$ – суммарные напряжения в нижележащем массиве, обусловленные весом пород и влиянием рельефа; $\sigma_x^{\gamma H}$, $\sigma_y^{\gamma H}$ – напряжения от собственного веса столба пород в равнинной местности; σ_y^p , σ_x^p – напряжения под действием рельефа; h – высота горы; H – глубина от основания горы; C – горизонтальная координата исследуемой точки массива относительно вершины горы; x_1 и x_2 – горизонтальные координаты относительно подножий горы.

Для примера (рисунок 4.13) приводятся эпюры напряжений в массиве под одиночным хребтом, высота которого равна половине основания, рассчитанные по формулам (4.39). На рисунке 4.13 приведены значения напряжений, обусловленные весом пород до дневной поверхности, и экспериментальные данные, полученные на моделях. Расчет напряжений в основании горы и в непосредственной от него близости, производился по формулам (4.33–4.35) и (4.36–4.38). Полученные данные обозначены пунктирной линией.

Из графиков следует, что на глубинах, составляющих $0,4-1,0h$, вертикальные напряжения под подножьем горы в $1,25-1,5$ раза больше, чем на таких глубинах при равнинной поверхности, а под вершиной хребта меньше и составляют $0,7-0,8\lambda H$. На глубине, равной высоте горы и ниже, напряжения под подножьем и вершиной практически равны между собой, несмотря на то, что глубина под подножьем меньше на

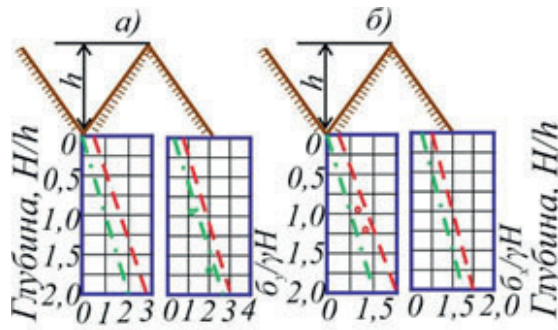


Рисунок 4.13 – Распределение напряжений в нижележащем массиве под одиночным хребтом: а – вертикальные; б – горизонтальные
 - - - - - обусловленные весом пород;
 – рассчитанные с учетом рельефа;
 ○○○○○○ – экспериментальные данные

высоту горы h . Экспериментальные данные хорошо согласуются с расчетными.

Распределение горизонтальных напряжений с глубиной имеет аналогичный характер, но величина напряжений изменяется существенней (рисунок 4.13).

Под подножием на глубине $0,4-1,0h$ напряжение в $1,4-2,0$ раза больше, чем по гипотезе А.Н. Динника при $\lambda = 0,5$, а под вершиной меньше и составляет $0,6-0,7\lambda\gamma H$. Следовательно, влияние рельефа на величину горизонтальных напряжений проявляется в большей степени, чем в вертикальных. С увеличением глубины влияние рельефа уменьшается.

При расположении месторождений под долинами, простирающимися между параллельными хребтами (рисунок 4.14), массив пород испытывает влияние обоих хребтов.

Для двух параллельных хребтов напряжения в нижележащем массиве определяются по следующим формулам:

$$\sigma_{p,x} = \sigma_x^{\gamma H} + \sigma_x^p = \gamma \left[P \left(1 + \frac{2H}{h} \right) + P \left(1 + \frac{2\pi H}{\alpha} \right) \cdot e^{\frac{2\pi H}{\alpha}} \cdot \sin \frac{2\pi x}{\alpha} \right]; \quad (4.42)$$

$$\sigma_{p,y} = \sigma_y^{\gamma H} + \sigma_y^p = \left[P \left(1 + \frac{2H}{h} \right) + P \left(1 + \frac{2\pi H}{\alpha} \right) \cdot e^{\frac{2\pi H}{\alpha}} \cdot \sin \frac{2\pi x}{\alpha} \right]; \quad (4.43)$$

$$\tau_{xy} = P \frac{2\pi H}{\alpha} \cdot e^{\frac{2\pi H}{\alpha}} \cdot \cos \frac{2\pi x}{\alpha}, \quad (4.44)$$

где $P=h/2$; a – ширина основания хребтов; x – горизонтальная координата исследуемой точки согласно схеме на рисунке 4.14.

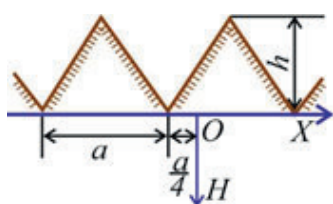


Рисунок 4.14 – К расчету напряжений с учетом влияния параллельных хребтов

На глубинах, превышающих высоту гор, напряжения под вершиной и долиной практически одинаковы и рассчитываются по упрощенным формулам:

$$\sigma_{p,x} = \lambda \gamma H \left(1 + \frac{h^1}{H} \right); \quad (4.45)$$

$$\sigma_{p,y} = \gamma H \left(1 + \frac{h^1}{H} \right), \quad (4.46)$$

где $h^1 = h / 2$.

На рисунке 4.15 приведены графики распределения напряжений в массиве под двумя параллельными хребтами. В основании гор напряжения рассчитывались, как и в предыдущем случае, по формулам (4.33–4.35) и (4.36–4.38).

На глубинах, не превышающих высоту гор, вертикальные напряжения под долиной в 1,5–1,7 раза, а горизонтальные в 1,8–3,0 раза больше, чем на таких же глубинах в равнинной местности при коэффициенте бокового распора $\lambda = 0,5$.

Под вершинами хребтов вертикальные напряжения меньше, чем обусловленные весом пород до дневной поверхности, и составляют 0,8–0,85 γH – под долиной и вершиной и стремятся к одинаковым значениям. Экспериментальные данные хорошо согласуются с расчетными.

Сравнение величин напряжений под долиной между хребтами и под подножьем одинокой горы говорит о том, что два соседних хребта в большей степени оказывают влияние на напряженное состояние массива. Особенно это относится к горизонтальным напряжениям, которые могут превышать вертикальные.

Итак, в теле Земли повсеместно существуют напряжения. Они возникают в результате природных явлений во всем их многообразии. В первую очередь обращают на себя внимание напряжения, вызванные гравитационным полем Земли. Сила тяжести создает напряжения, подобные гидростатическому давлению в жидкостях. На них накладываются другие поля напряжений, являющиеся результатом физических изменений в недрах Земли. Точно раскрыть характер этих внутренних процессов пока удается не всегда. В пределах литосферы напряжения варьируют от точки к точке. Местами они однородны в значительном

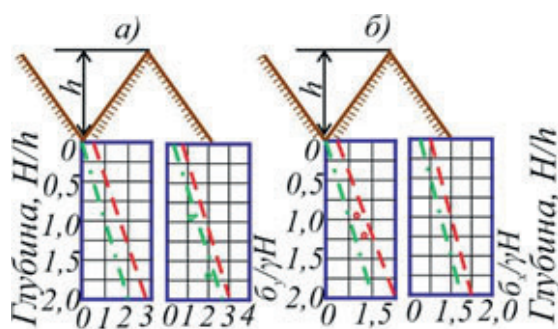


Рисунок 4.15 – Напряженное состояние массива под действием параллельных хребтов: а – вертикальные напряжения; б – горизонтальные напряжения

- — — — — соответствующие весу пород;
- – рассчитанные с учетом рельефа;
- ○ ○ ○ ○ ○ – экспериментальные данные

объеме вещества, а иногда очень быстро меняются, как это можно наблюдать в поперечном разрезе складки в начале ее заложения.

4.6 Экспериментальные методы определения напряжений в породном массиве

Расчетные методы пока не могут полностью удовлетворить запросы проектировщиков и практиков, так как поле напряжений в массиве, обусловленное влиянием различных факторов, сложно и многообразно.

Поэтому наиболее правильный анализ и оценка состояния конкретного участка массива возможны при помощи натуральных наблюдений и непосредственных замеров напряжений и перемещений.

Развиваются следующие натурные способы определения напряжений в породных массивах (таблица 4.3):

Таблица 4.3 – Экспериментальные методы определения напряжений и контроль состояния породного массива

Механические	Структурные	Геофизические
Разгрузка торца скважины	Реконструкция осей главных напряжений:	Геоакустический (ультразвуковой)
Разгрузка стенок центральной скважины	по элементам залегания складок;	Сейсмоакустический
Частичной разгрузки	по элементам залегания сопряженной пары трещин скалывания	Электромагнитной эмиссии
Параллельных скважин	по элементам залегания трещин отрыва	Геофизического каротажа
Буровых скважин	При помощи борозд скольжения	Радиологический
Разности давлений	По ориентировке борозд скольжения на поверхности сместителя	
Оптических датчиков	По ориентировке оперяющих трещин скалывания	
Путем измерений деформаций на больших базах		
Инклинометрии		

Механические способы. Основаны на регистрации деформаций (перемещений) и предусматривают последующий расчет по ним искомым напряжений. Механические способы состоят в основном из двух групп: микродеформационные (тензометрические, механические) и макродеформационные (геодезические). База измерений способами первой группы исчисляется обычно сантиметрами, а второй группы – от 0,5 м до многих километров. Все деформационные способы основаны на измерении деформаций пород и последующем исчислении напряжений по измеренным деформациям с помощью аналитического аппарата механики.

Микродеформационные способы позволяют определить величины и направления главных напряжений в породном массиве.

Главным недостатком деформационных способов является высокая трудоемкость измерений.

В качестве примера ниже приведем наиболее применяемый метод – метод разгрузки.

4.6.1 Определение напряжений в породном массиве методом разгрузки торца скважины

Общая характеристика метода. Метод основан на измерении упругих деформаций некоторого элемента породного массива при разгрузке этого элемента от действовавших в нем напряжений и упругом восстановлении им первоначальной формы и размеров. По измеренным деформациям, зная упругие характеристики пород (E, μ), вычисляют действующие напряжения, используя математический аппарат теории упругости.

Теоретической базой метода служит теорема о разгрузке А.А. Ильюшина, согласно которой для любого сложного напряженного состояния зависимости между деформациями упругого восстановления при разгрузке и действовавшими в элементе среды напряжениями подчиняется теория прочности.

Сущность ее заключается в замере деформаций упругого восстановления этого элемента и последующем вычислении напряжений по формулам разгрузки (рисунок 4.17).

Технология и методика измерений. При методе разгрузки торца скважины технологически выполняются следующим образом.

Для измерений бурят из горной выработки в заданном направлении скважину диаметром 76–80 мм. В выбранной для измерений точке массива коронкой специальной конструкции шлифуют забой (торец) скважины.

Затем с помощью прижимного и ориентирующего устройств к торцу скважины прижимают в строго ориентированном положении и приклеивают розетку из четырех, трех или двух электротензометрических датчиков (рисунок 4.18).

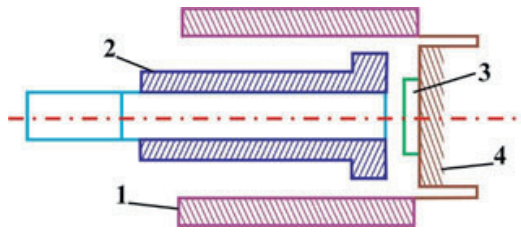


Рисунок 4.17 – Схема измерения напряжений в породном массиве по методу разгрузки торца скважины: 1 – контур забоя; 2 – буровая коронка; 3 – тензодатчик; 4 – керн

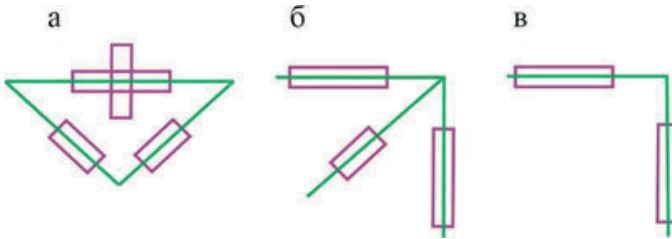


Рисунок 4.18 – Виды тензометрических розеток: а – четырехдатчиковая; б – трехдатчиковая; в – двухдатчиковая

После полной полимеризации клея, обеспечивающего прочную связь тензометрической розетки с плоскостью торца скважины и совместность деформаций пород на торце и тензодатчиков, кольцевой коронкой производят обуривание торца скважины.

При этом обуриваемый элемент породного массива освобождается от действовавших в нем упругих напряжений. Плоскость торца скважины испытывает деформации, фиксируемые тензодатчиками. Используя формулы теории упругости, связывающие измеренные деформации и соответствующие им напряжения, определяют главные напряжения в плоскости торца скважины. В зависимости от вида тензометрической розетки используются различные формулы для вычисления главных напряжений в массиве (таблица 4.4). При вычислении напряжений используют упругие параметры $E \mu$, определяемые по породному керну, который получают при обуривании торца скважины в точке измерения.

Это позволяет исключить погрешность, обусловленную вариациями упругих констант в различных точках массива. Описанный цикл измерений даст значения главных напряжений в плоскости торца скважины в одной выбранной точке массива. Продолжая бурение скважины, и повторяя аналогичные измерения в других намеченных точках, получают серию измерений, которые подвергают затем математической обработке и анализу.

Структурные способы основаны на взаимосвязи величин и направлений главных напряжений с микро- и макроструктурами (направлением деформирования минеральных зерен, зеркалами скольжения, трещинами, разломами), возникающими в породах под воздействием этих напряжений. Некоторые способы этого класса (микроструктурный

Таблица 4.4 – Расчетные формулы для вычисления главных напряжений в массиве

Определяемые величины	Четырехдагчиковая розетка	Трехдагчиковая равноугольная розетка
$\sigma_1; \sigma_2$	$\frac{E}{2} \left[\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_4 + \frac{1}{1 + \mu}}{\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_4)^2 + \frac{4}{3} \times X(\varepsilon_1 + \varepsilon_4)^2}} \right]$	$E \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \frac{1}{1 + \mu}}{\sqrt{\left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} \right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\sqrt{3}} \right)^2}} \right) \cdot \sqrt{\left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} \right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\sqrt{3}} \right)^2}$
τ_{\max}	$\frac{E}{2(1 + \mu)} \times \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_4)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2} \times \frac{4}{3}$	$\frac{E}{(1 + \mu)} \sqrt{\left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} + \frac{\varepsilon_2 + \varepsilon_3}{\sqrt{3}} \right)^2}$
θ	$\frac{1}{2} \arctg \frac{2(\varepsilon_2 - \varepsilon_3)}{\sqrt{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_4)}$	$\frac{1}{2} \arctg x \cdot \left[\frac{\frac{1}{2}(\varepsilon_2 - \varepsilon_3)}{\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3}} \right]$

анализ, тектонические реконструкции) основаны на анализе структур, сформировавшихся в породах на протяжении ряда геологических эпох. Напряжения, определенные по этим структурам, дают представления об истории образования структур с точки зрения общего механизма действия сил. В этих структурах отражено и действие современного состояния.

С помощью способов, основанных на анализе геометрии трещин, возникающих на контуре подземных выработок и в керне, устанавливаются величины и направления современных напряжений, действующих в массиве.

Структурные способы весьма перспективны для эффективной оценки напряженности пород.

Геофизические способы основаны на взаимосвязи параметров различных физических полей, искусственно создаваемых или присутствующих в массиве, с уровнем или изменением механических напряжений.

Наиболее перспективно для прогнозирования применение геофизических методов прогноза ввиду их большей информативности и меньшей трудоемкости

Среди геофизических методов геоакустические методы находят все более широкое применение. Это объясняется тем, что параметры геоакустического сигнала (скорость, затухание, спектральный состав) непосредственно связаны с упругими характеристиками массива, наличием зон повышенных напряжений, неоднородностей и трещиноватости. Вся эта информация используется при прогнозировании динамических явлений.

Геоакустический метод широко применяется для контроля состояния породного массива вблизи выработок.

Глава 5. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В ПОРОДНОМ МАССИВЕ

5.1 Общие сведения о геомеханических процессах и методы их изучения

Производство горных работ сопровождается нарушением естественного напряженного состояния породных массивов. Горные работы всегда связаны с образованием выработанных пространств в породном массиве или в горных выработках. Окружающие выработку горные породы перемещаются в сторону выработанного пространства, причем величина этих перемещений тем больше, чем ближе горные породы расположены к породному обнажению, т. е. вмещающий горную выработку породный массив деформируется. Деформации растяжения в направлении выработки (в «радиальном» направлении) сопровождаются деформациями сжатия во взаимно перпендикулярных направлениях (в «окружном» и «продольном» направлениях), которые обычно совпадают с направлениями очертания контура выработки. Возникающие вокруг выработки деформации растяжения и сжатия горных пород определяют появление соответствующих по знаку и величине дополнительных напряжений, которые искажают или нарушают естественное напряженное состояние породных массивов.

Вокруг горных выработок формируется новое напряжённо-деформированное состояние, которое наиболее существенно отличается от естественного вблизи контура выработок. Другой характерной чертой нового напряженно-деформированного состояния вокруг выработок обычно является относительное увеличение или концентрация «окружных» нормальных напряжений или относительное уменьшение, или деконцентрация «радиальных» нормальных напряжений. Концентрация напряжений формирует так называемые области опорного давления, а деконцентрация – области разгрузки в породном массиве.

Если новое напряженно-деформированное состояние превосходит некоторый предельный для породного массива уровень, начинается его разрушение, которое в свою очередь изменяет напряженно-деформированное состояние вокруг выработок. Концентрация напряжений или опорное давление смещается вглубь массива, разгружая его приконтурную область, разрушение на контуре выработок может носить спокойный статический характер или динамический в виде горных ударов и выбросов. Но даже при статическом разрушении горных пород они

представляют опасность для нормальной эксплуатации выработок, так как могут потерять устойчивость и обрушиться на выработку.

Таковы самые общие качественные закономерности геомеханических процессов, независимо от того, где они имеют место: вокруг капитальных, подготовительных, очистных выработок, при разработке пластовых или рудных месторождений, при подземных или открытых горных работах.

Для решения тех или иных инженерных задач горного дела, помимо качественного описания геомеханических процессов, необходима их количественная оценка, которая может быть получена в результате натурных измерений различных проявлений геомеханических процессов или в результате их моделирования. Моделирование обладает тем преимуществом по сравнению с натурными измерениями, что раскрывает общие качественные и количественные закономерности геомеханических процессов. Для анализа геомеханических процессов используется физическое и математическое моделирование.

Математическое моделирование имеет определенные преимущества перед физическим моделированием. Оно обладает наибольшей общностью при описании геомеханических процессов, так как свободно от влияния частных факторов, отражающих специфику горнотехнической ситуации и обычно воспроизводимых при физическом моделировании. Математическое моделирование позволяет исследовать геомеханические процессы в более широком диапазоне определяющих факторов, т. е. позволяет прогнозировать развитие геомеханических процессов.

В качестве методов математического моделирования наиболее широко используются методы механики сплошной среды: механики деформируемого твердого тела (теории упругости, теории пластичности, теории ползучести), механики сыпучих, вязких и жидких тел.

Имеется опыт математического моделирования с применением методов механики дискретной среды, которые в определенных условиях, например, для отдельно блочных породных массивов, представляются весьма перспективными.

С развитием вычислительной техники в математическом моделировании, наряду с традиционными аналитическими методами, все шире применяются численные методы.

Среди физических методов моделирования получило применение моделирование на эквивалентных материалах и центробежное моделирование.

Метод эквивалентных материалов основан на моделировании геомеханических процессов с помощью искусственных материалов, образующих модель исследуемого породного массива с выработками при соблюдении специальных критериев подобия. Этот метод позволяет исследовать, главным образом, качественную сторону геомеханических процессов.

Моделирование на эквивалентных материалах оказывается полезным в сложных по геологическому строению массивах для анализа геомеханических процессов, сопровождающихся расслаиванием, разрушением и перемещением горных пород. Метод позволяет также воспроизводить основные горнотехнические операции по выемке полезного ископаемого и креплению выработок. Вместе с тем следует подчеркнуть, что с помощью этого метода затруднительно построить подробную картину распределения напряжений в исследуемом породном массиве.

В основе поляризационно-оптического метода лежит способность некоторых прозрачных материалов приобретать под действием механической нагрузки свойство временного двойного лучепреломления.

Если на пути поляризованного луча, полученного после его прохождения через поляризатор, поместить напряженную плоскую модель из оптически чувствительного материала, то в каждой точке модели луч света будет разложен на два плоско-поляризованных луча, плоскости колебания, которые взаимно перпендикулярны и совпадают с направлениями главных нормальных напряжений. Имея различные скорости распространения, эти два луча приобретают на выходе из модели разность хода. После прохождения через анализатор, лучи приводятся к одной плоскости, колебания, опережающего и отстающего лучей, называемых изохромами, складываются и создают интерференционную картину полосы с одинаковой интенсивностью освещения, соединяют точки с одинаковой разностью хода и, следовательно, с одинаковой разностью главных нормальных напряжений.

Моделирование на оптически активных материалах позволяет построить распределение напряжений в исследуемом породном массиве, но становится малополезным при исследовании процессов разрушения и расслоения массива.

Метод центробежного моделирования заключается в замене гравитационных сил инерционными, создаваемыми в модели в результате ее вращения в карете центрифуги. В принципе метод позволяет моделировать объемное напряженно-деформированное состояние пород вокруг выработок, как в упругой области, так и за ее пределами.

Модель объекта, выполненную в защитном геометрическом масштабе, помещают в центрифугу и путем равномерного вращения нагружают объемными инерционными силами, придавая тем самым породам модели некоторый фиктивный удельный вес. Это позволяет в ряде случаев для изготовления модели принять материал, одинаковый по физико-механическим свойствам с материалом природы, что создает определенные преимущества перед методом эквивалентных материалов.

5.2 Методологические основы применения геомеханических моделей

Породный массив является сложной физической средой и обладает целым рядом структурно-механических особенностей, которые в значительной степени определяют его механическое состояние.

В самом общем случае породный массив является физически дискретной, неоднородной анизотропной средой с начальным напряженным состоянием. Факторы, влияющие на формирование в породном массиве структурно-механических особенностей, могут быть геологическими инженерно-геологическими и горно-технологическими (рисунок 5.1).

Очевидно, что математическое описание подобной среды является крайне сложным, а решение конкретных задач обычными аналитическими методами становится практически невозможным из-за непреодолимых математических трудностей.

Это обстоятельство вынуждает нас при аналитическом исследовании геомеханических процессов в качестве объекта исследований рассматривать не собственно породный массив, а некоторое его идеализированное математическое отображение, которое в дальнейшем будем именовать геомеханической моделью. Геомеханическая модель с определенной степенью приближения отображает механические свойства реального породного массива и закономерности их изменения в пространстве и времени.

На основе геомеханических моделей могут быть составлены различные схемы, позволяющие исследовать закономерности механических процессов деформирования в зависимости от конкретных условий



Рисунок 5.1 – Схема к составлению геомеханической модели породного массива

ведения горных работ. Иными словами, под расчетной схемой понимается определенная геомеханическая модель, для которой задана совокупность начальных и граничных условий, а также предопределен характер реализации механических процессов деформирования.

Говоря о том, что геомеханическая модель является идеализацией реального массива, приближенно отображающей его свойства, мы подразумеваем следующие два основных аспекта.

Во-первых, при переходе от породного массива к его геомеханической модели ряд структурно-механических особенностей учитывается не в явном виде, а косвенно. Например, породный массив со смешанной трещиноватостью естественного происхождения может быть представлен моделью не трещиноватой, но анизотропной среды с эквивалентными характеристиками, т. е. исследование влияния трещиноватости на механические процессы деформирования массива сводится к изучению влияния анизотропии деформационных свойств геомеханической модели.

Во-вторых, в конкретной горно-геологической и горнотехнической обстановке степень проявления различных структурно-механических особенностей может быть таковой, что их учет не внесёт принципиальных качественных и количественных изменений в оценку изучаемых механических процессов.

Последнее обстоятельство приводит к мысли о целесообразности иметь не одну универсальную геомеханическую модель, а их набор, причем каждая из этих моделей должна быть эквивалентна реальному массиву по его основному (в данных условиях) признаку.

Систематизируем эти модели следующим образом (рисунок 5.1). Прежде всего, следует выделить две основные группы моделей, характеризующие одну из важнейших структурно-механических особенностей породного массива, его сплошность. С этой точки зрения реальный породный массив может быть представлен моделями сплошной и дискретной среды.

В зависимости от характера связи между напряжениями и деформациями геомеханические модели сплошной среды могут подразделяться на модели линейно и нелинейно деформируемые.

Далее, в зависимости от сочетания структурно-механических особенностей и степени их проявления, систематизацию геомеханических моделей сплошной среды можно представить следующим образом: неоднородная анизотропия; неоднородная изотропия; однородная анизотропия; однородная изотропия.

И наконец, с точки зрения поведения перечисленных моделей во времени, они могут быть отнесены к классу реономных и склереономных.

Общая постановка комплекса инженерных исследований породного массива в целях количественного прогноза их механического поведения может быть представлена в виде совокупности следующих проблем.

Изучение породного массива как природного образования с отражением основных геологических факторов, существенных для решения инженерной задачи: структуры массива, состава пород, экзогенных явлений. В итоге исследуемый массив схематизируется геолого-структурной моделью.

Исследование механических свойств породного массива как элементов геолого-структурной модели и схематизации их на этой основе как отдельных разновидностей деформируемых тел (например, упругое или упруговязкое тело, зернистая среда). В результате создается геомеханическая модель исследуемого массива, содержащая данные о пространственном расположении и свойствах элементов геолого-структурной модели как механически взаимодействующих тел.

Решение задач геомеханики с целью количественного прогноза напряженно-деформированного состояния и движений массива, оценки прочности и устойчивости массива или его отдельных частей при тех или иных внешних воздействиях (сила тяжести, нагрузки сооружений, сейсмика и т. д.).

Геомеханическая модель строится для решения определенной инженерной проблемы. При этом, в зависимости от представлений о распределении массы веществ в пространстве и во времени взаимодействующих тел, выбирается модель сплошной или дискретной зернистой среды.

5.3 Геомеханические модели породного массива

В механике понятие сплошной среды связано с представлением о непрерывном распределении вещества в пространстве, тем самым полностью абстрагируются от дискретного (молекулярного, атомного, полукристаллического и др.) строения вещества.

Стремление к такой схематизации реальных объектов обусловлено желанием эффективно использовать хорошо разработанный математический аппарат дифференциального и интегрального исчисления. Поскольку эти разделы математики базируются на понятии бесконечно малых величин, геометрическое описание изучаемой механической системы должно допускать представления о бесконечно малых линейных элементах, площадях и объектах, целиком состоящих из исследуемого вещества. Такие представления возможны лишь для среды, непрерывно заполняющей занимаемое пространство: «сплошная среда представляет собой непрерывную совокупность точек».

Фундаментальная гипотеза о сплошности среды сводится к тому, что перемещения, деформации и напряжения в точках среды являются функциями координат, т. е. сплошность рассматривается как понятие математическое.

В основе выбора геомеханической модели сплошной среды лежит понятие элементарного объема и критерий квазисплошности и квазиоднородности.

Некоторое обобщение математического понятия сплошности для породных массивов предложено Г.А. Крупенниковым. Им введено понятие квазисплошного массива. В качестве критерия, позволяющего рассматривать массив как квазисплошной, предлагается соотношение:

$$\Delta A < \varepsilon \text{ при } \Delta a < l_0, \quad (5.1)$$

где ΔA – разность значений напряжений, деформаций и смещений в соседних точках массива с приращением координат Δa ; l_0 – линейный размер элементарного объема, т. е. элементарная длина; ε – допускаемая погрешность в определении ΔA (до 15 % от среднего значения).

При невыполнении условия (5.1) следует пользоваться моделями и методами механики дискретной среды. Если за элементарную единицу у породы принимается зерно минерала, то при рассмотрении трещиноватого породного массива такой единицей является структурный блок. Следовательно, элементарный объем массива должен содержать в себе достаточное число структурных блоков, чтобы сохранить все структурные особенности массива.

Для определения линейного размера l_0 элементарного объема воспользуемся общими соображениями:

$$l_0 = 10h, \quad (5.2)$$

где h – средний характерный размер структурного блока.

Следовательно, размер элементарной площадки должен быть примерно на порядок больше размера структурного блока. Кроме того, как уже отмечалось, элементарным размером следует считать такой, в пределах которого изменение значений напряжений или деформаций не превышает 15 %. Известное соотношение Ф.С. Ясинского устанавливает связь между величиной отклонения от средних значений напряжений на элементарной площадке и относительными размерами этой площадки:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{l_0}{L}}, \quad (5.3)$$

где L – размер исследуемой области массива.

Подставляя (5.3) в (5.2) и полагая $\varepsilon = 0,15$, получаем выражение для определения размера структурного блока, который позволяет в пределах исследуемой области породного массива выделить элементарные объемы: $h = 0,0025L$.

То есть, если размер исследуемой области составляет $L = 12$ м, то для обоснованного использования геомеханической модели сплошной

среды характерный размер структурного элемента h не должен превышать 0,03 м.

На основании аналитических исследований с последующей их экспериментальной проверкой С.Б. Уховым получено выражение для определения размеров элементарной площадки трещиноватого породного массива:

$$l_0 = hn_k + \Delta h(n_k - 1), \quad (5.4)$$

где h – средний размер блока; Δh – средний размер ширины трещины; n_k – критерий квазисплошности и квазиоднородности, значение которого для реальных условий трещиноватых пород с точностью до 10 % колеблется в пределах 5–7. Из структуры самого выражения (5.4) и величин, входящих в него параметров видно, что порядок получающихся значений l_0 аналогичен тем, которые мы получаем из рекомендуемого выражения (5.2).

Для оценки влияния слоистости можно воспользоваться тем же методом, что и для оценки влияния трещиноватости. С этих позиций слоистость в пределах одной литологической разности, как правило, не приводит к нарушению сплошности массива, т. е. условие (5.1) выполняется с требуемой точностью. Поэтому, так же, как и для трещиноватого массива, слоистость будет учитываться автоматически при испытании образцов, размеры которых соизмеримы с размерами элементарного объема.

Микрослоистость, так же как и упорядоченная трещиноватость, вызывает появление у породы неоднородности и анизотропии механических свойств. Поэтому в геомеханических моделях учет трещиноватости и слоистости породного массива целесообразно осуществлять с помощью характеристик неоднородности и анизотропии математически сплошного массива.

При отнесении массива к категории однородных или неоднородных сред обычно пользуется следующими критериями. Породный массив в пределах одной литологической разности считается квазиоднородным, если коэффициент вариации свойств не превышает 25 %.

Породные массивы, сложенные различными литологическими разностями, можно, руководствуясь соображениями, приведенными выше, подразделить по степени неоднородности на два вида:

1. Непрерывно-неоднородные, т. е. такие, в которых изменение свойств при переходе от одной литологической разности к другой, не вызывает скачкообразного изменения механического состояния.

2. Кусочно-неоднородные, характеризующиеся резким изменением свойств при переходе от одной литологической разности к другой.

Массивы первого вида относятся к квазиоднородным, если разброс средних значений их механических характеристик удовлетворяет условию:

$$\bar{K}_1(1-3\nu) \leq \bar{K}_2 \leq \bar{K}_1(1+3\nu), \quad (5.5)$$

где $\bar{K}_1 \nu$ – соответственно среднее значение характеристики механического свойства и коэффициент вариации для элемента неоднородности, имеющий наибольший внутренний разброс показателей; \bar{K}_2 – среднее значение характеристики механического свойства для данного элемента неоднородности.

Массивы второго вида являются неоднородными и их геомеханическая модель должна учитывать макрослоистость.

Увязывая неоднородность массивов с их сплошностью, можно сделать следующий вывод: однородные, квазиоднородные и непрерывно-однородные массивы являются сплошными, массивы с касочной неоднородностью – дискретными средами.

Следует также иметь в виду относительный характер неоднородности. Одна и та же структура, в зависимости от соотношения размеров исследуемой области массива и элемента неоднородности, может оказаться квазиоднородной и неоднородной. Например, для области влияния выработки размером $L = 12$ м наличие элементов неоднородностей с размерами, отличающимися от L меньше, чем на порядок, требуются специальные статистические исследования для отнесения массива к соответствующей категории. Вопросы количественного описания механических свойств и разработки статической модели неоднородности породного массива рассмотрены в работах В. Шейнина и К. Руппенейта.

При анализе конкретного массива с точки зрения отнесения его к категории изотропных или анизотропных и, следовательно, выбора его геомеханической модели, можно воспользоваться теми же методами, что и при анализе однородности.

Исследование математической гипотезы о сплошной среде для анализа механических процессов в породных массивах принципиальных возражений не вызывает, но требует в каждом конкретном случае оценки величины элементарного объема.

Наряду с фундаментальной гипотезой о сплошности, в геомеханике представляется целесообразным и обоснованным использование гипотезы о малости деформаций. Эта гипотеза позволяет ограничиться линейной (в геометрическом смысле) постановкой задачи, т. е. исключить из уравнений вторые и более высокие степени деформаций, что значительно упрощает аналитические исследования. Вместе с тем гипотеза о малости деформаций не противоречит действительности, если учесть, что перемещения в породных массивах пренебрежительно малы по сравнению с размерами самих массивов.

5.3.1 Упругая модель породного массива

Упругая модель породного массива – одна из распространенных моделей. В основу этой модели положено следующее определение. Предполагается, что можно выделить некоторое (так называемое естественное) состояние среды, в котором тензор напряжений тождественно равен нулю. Для всех остальных состояний этой среды в любой точке и в любой момент времени тензор напряжений является взаимно однозначной функцией тензора деформаций (исходным состоянием при определении тензора деформаций является естественное состояние среды).

Напряженное состояние упругой среды в данный момент времени зависит только от его деформированного состояния, но не зависит ни от способа перехода от естественного состояния к изучаемому, ни от скорости, с которой осуществляется этот переход. Если каждая точка тела совершает малые перемещения относительно некоторого естественного состояния, то имеет место линейная теория упругости.

Гипотеза однородности среды предусматривает одинаковую форму записи законов напряжение-деформация для всех точек среды, а ее изотропность – равноправность всех направлений с механической точки зрения.

В модели классической упругости сплошной среды принимается линейная связь между напряжениями и деформациями, называемая законом Гука.

Отнесенные к главным осям тензоры напряжений и деформации имеют вид:

$$\mathcal{E} = \begin{pmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{pmatrix}; T = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix} \rightarrow \quad (5.6)$$

В условиях плоской задачи существует следующая обобщенная формула закона Гука:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{vmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \rightarrow . \quad (5.7)$$

Свойство упругости означает полную обратимость процесса деформирования: при освобождении от нагрузки, приобретённая упругим телом деформация исчезает. Математически это выражается формулировкой уравнения состояния в виде конечных однозначных функций, связывающих компоненты тензоров напряжений и деформаций:

$$E\varepsilon_x = \sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z); E\varepsilon_{xy} = (1 + \mu)\tau_{xy};$$

$$E\varepsilon_y = \sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x); E\varepsilon_{yz} = (1 + \mu)\tau_{yz}; \quad (5.8)$$

$$E\varepsilon_z = \sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y); E\varepsilon_{zy} = (1 + \mu)\tau_{zx}.$$

Если в формулах (5.8) величины и не постоянны, а зависят, например, от напряжений, то соотношения (5.8) будут представлять один из вариантов физически нелинейной упругой среды. Однако свойства обратимости при этом сохраняются.

Исторически линейно-упругая среда была одной из первых моделей сплошных сред, интенсивно использовавшихся в геомеханике для определения напряженного состояния и смещений. Конечно, ряд заметных отличий в поведении реальных породных массивов от идеальной модели упругого тела, был очевиден с самого начала. Однако привлекательность использования этой относительно простой и хорошо разработанной в теоретическом отношении модели подкреплялась аргументами физического содержания, которые и сейчас во многом сохраняют свое значение. Это объясняется следующими причинами.

1. В простейшем варианте линейной изотропной среды она характеризуется всего двумя параметрами: E и μ (таблица 5.1). Это обуславливает «эталонный характер» получаемых решений, служащих основой для сопоставления с другими теоретическими и экспериментальными результатами.

2. В линейном, наиболее часто используемом варианте, модуль описывается системой линейных уравнений, аналитические и численные методы решения которых разработаны наиболее детально.

Таблица 5.1 – Связь между упругими свойствами

Константы	Основная пара				
	λ, ν	ν, μ	E, μ	E, ν	K, ν
λ	λ		$\frac{\mu E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$	$\frac{\nu(E - 2\nu)}{2\nu - E}$	$K - \frac{2}{3}\nu$
ν	ν	μ	$\frac{E}{2(1 + \mu)}$	ν	ν
K	$\lambda + \frac{2}{3}\nu$	$\frac{2\nu(1 + \mu)}{3(1 - 2\mu)}$	$\frac{E}{3(1 - 2\mu)}$	$\frac{E\nu}{3(3\nu - E)}$	K
E	$\frac{(3\lambda + 2\nu)\nu}{\lambda + \nu}$	$2(1 + \mu)\nu$	E	E	$\frac{9K\nu}{3K + \nu}$
μ	$\frac{\lambda}{2(\lambda + \nu)}$	μ	μ	$\frac{1}{2} \frac{E}{\nu} - 1$	$\frac{3K - 2\nu}{6K - 2\nu}$

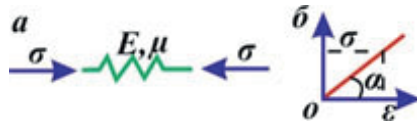


Рисунок 5.2 – Структурная схема (а) и диаграмма напряжений (б), характеризующие упругую модель

3. Модуль упругой среды отличается от других, более сложных моделей сплошной среды только уравнением состояния. Уравнения движения (равновесия) удовлетворяются во всех решениях теории упругости, а это уже немало.

Таким образом, породный массив рассматривается в геомеханике как сплошная среда. Сплошную среду представляют, как континуум (вещество, материал), непрерывно заполняющий некоторый объем.

Основные свойства модели массива: сплошность, однородность, изотропность, деформируемость.

Сплошность предполагает сохранение свойств материала в бесконечно малых объемах и позволяет применять методы математического анализа.

Однородность – это одинаковость свойств среды в различных точках тела.

Изотропность – одинаковость свойств среды во всех направлениях, проходящих через данную точку.

Деформируемость – это свойство материала изменять форму и размеры под воздействием внешних сил.

«Упругость есть основное свойство всех тел природы» – сказал акад. А.Н. Крылов. Продолжая эту мысль, можно сказать, что упругость есть основное свойство породного массива. В связи с этим основной геомеханической моделью породного массива является упругая модель.

Главное в упругой модели – это линейная связь между напряжениями и деформациями, выраженная законом Гука (рисунок 5.2):

$$\sigma = E\varepsilon . \tag{5.9}$$

5.3.2 Упруго-пластические модели породного массива

В конце 50-х годов прошлого века, наряду с интенсивным использованием в геомеханике модели упругой сплошной среды (под названием «линейно-деформируемого породного массива»), начались экспериментальные исследования механических свойств породного массива с целью определения уравнений их состояния. Результаты изучения позволили уточнить и обобщить экспериментальные данные.

1. Существуют напряженные состояния, при которых образец породного массива после некоторого деформирования может сохранять длительное устойчивое состояние равновесия. Это – допредельные напряженные состояния.

2. При испытаниях по многим траекториям нагружения можно достичь предельных напряженных состояний, при которых сохранение устойчивого равновесия образца невозможно, возникает течение породы с неограниченным ростом деформаций.

3. Зависимость между компонентами тензора деформаций и компонентами тензора напряжений имеют существенно нелинейный характер.

4. Деформации образцов массива, приобретаемые в процессе испытаний, зависят от вида траектории нагружения. В общей величине деформации преобладает необратимая ее часть, т. е. пластическая составляющая (рисунок 5.3).

Установленные экспериментальные факты побудили обратиться для формулировок уравнений состояния массива к модулям пластических сред.

В модулях пластических сред тензор деформации представляется в виде суммы упругих и пластических составляющих:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}^u + \mathcal{E}^p. \quad (5.10)$$

Так что более точно было бы называть такие среды упругопластическими.

В типичной диаграмме деформирования упругопластической среды (рисунок 5.3) следует обратить внимание на два важнейших обстоятельства. Первое состоит в нелинейности зависимости между напряжением и деформацией (кривая 1), а второе – в резком различии процесса деформирования на стадиях разгрузки или вторичной нагрузки (кривые 4 и 3). Поэтому уравнение состояния упругопластической деформации упрочняющейся среды имеет сложную структуру.

При формулировке уравнения состояния упругопластической среды большинство авторов исходят из следующих положений:

1) упругие обратимые деформации для процессов с траекториями нагружения, расположенными внутри поверхности нагружения, допустимо описывать законом Гука (5.8);

2) поверхность нагружения со стороны упругой области является выпуклой;

3) в процессе нагрузки вектор приращения пластических деформаций связан с вектором догрузки.

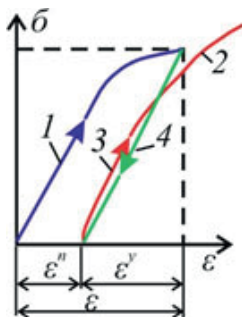


Рисунок 5.3 – Кривые зависимости между напряжениями и деформацией в породном массиве, построенные по результатам испытаний в приборе трехосного сжатия: 1, 2 – стадии нагрузки; 3 – вторичной нагрузки; 4 – разгрузки

В рамках модели упругопластической сплошной среды не удается с достаточной полнотой описать закономерности деформирования породного массива.

Так, весьма распространенной в приложениях является простейшая теория упрочняющегося пластического материала – теория малых упругопластических деформаций. В этом случае предполагается, что в области пластических деформаций величины напряжений и деформаций связаны между собой однозначными зависимостями (подобно тому, как это имеет место при упругих деформациях). Причем по форме эти зависимости напоминают соотношения закона упругого деформирования:

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} - \sigma &= \frac{2\sigma_i}{3\varepsilon_i}(\varepsilon_{xx} - \varepsilon); \sigma_{xy} = \frac{\sigma_i}{3\varepsilon_i}\varepsilon_{xy}; \\ \sigma_{yy} - \sigma &= \frac{2\sigma_i}{3\varepsilon_i}(\varepsilon_{yy} - \varepsilon); \sigma_{yz} = \frac{\sigma_i}{3\varepsilon_i}\varepsilon_{yz}; \\ \sigma_{zz} - \sigma &= \frac{2\sigma_i}{3\varepsilon_i}(\varepsilon_{zz} - \varepsilon); \sigma_{zx} = \frac{\sigma_i}{3\varepsilon_i}\varepsilon_{zx},\end{aligned}\tag{5.11}$$

$$\text{где } \sigma = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}); \varepsilon = \frac{1}{3}(\varepsilon_x + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz});$$

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma)^2 + (\sigma - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + 6(\sigma_x^2 + \sigma_z^2 + \sigma_{zx}^2)};$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy})^2 + (\varepsilon_{yy} - \varepsilon_{zz})^2 + (\varepsilon_{zz} - \varepsilon_{xx})^2 + \frac{3}{2}(\varepsilon_x^2 + \varepsilon_z^2 + \varepsilon_{zx}^2)}.$$

(σ_i – интенсивность напряжений; ε_i – интенсивность деформаций).

5.3.3 Реологические модели породного массива

Структурная схема и диаграмма напряжений упругопластической модели массива показаны на рисунке 5.4.

Упругие деформации 1 предшествуют пластическим деформациям 2.

Геомеханические модели линейно-деформируемого и нелинейно-деформируемого массива недостаточно полно отражают их реальные деформационные свойства. Непосредственные наблюдения за состоянием горных пород в натуре и лабораторные исследования показывают, что механические свойства в породных массивах зависят от времени.

Иными словами, соответствующие физические уравнения, помимо компонентов напряжений и деформаций, должны включать их производные по времени.

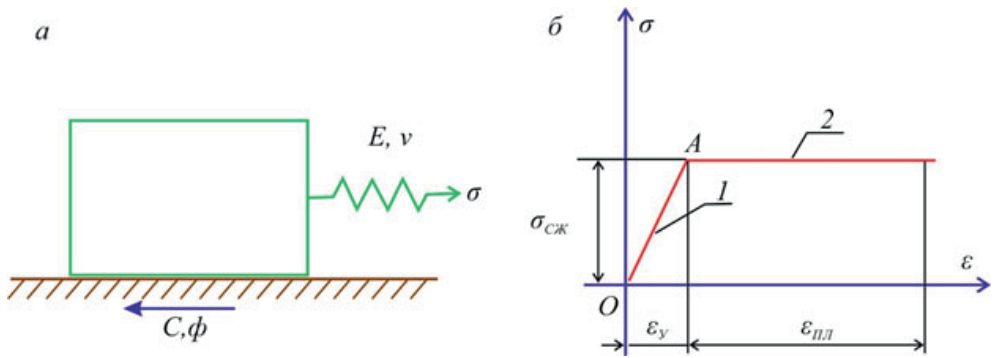


Рисунок 5.4 – Структурная схема (а) и диаграмма (б) упругопластической модели: 1 – область упругих деформаций; 2 – область пластических деформаций

Связь между переменными (напряжением, деформацией, скоростями на изменения и временем), входящими в реологическое уравнение состояния, устанавливается на основании теории ползучести. В геомеханике наибольшее распространение получили модели упруго-вязко-пластической среды и непосредственно ползучести.

В теории упруго-вязкопластической среды для наглядности изображения реологических свойств тела используется метод структурных моделей (рисунок 5.5). Каждая из таких моделей включает в себя простейшие элементы, имитирующие упругие, вязкие и пластические свойства.

Упругие свойства среды имитируются пружинами 1 и 2, деформирование которых подчиняется закону Гука. Перфорированные поршни 3 и 5,двигающиеся в цилиндрах с жидкостью при ее вязкости η , имитируют вязкие свойства среды. Согласно закону Ньютона, действующее в этом элементе напряжение прямо пропорционально скорости движения поршня, т. е. $\sigma = \eta \dot{\epsilon}$. Пластические свойства учитываются введением в модель элемента сухого (кулонова) трения 4, представляющего собой груз, скольжение которого по площадке возможно лишь при напряжении $\sigma > \sigma^*$, где σ^* – определенная константа для данной среды.

В геомеханике чаще всего используются частные случаи этой модели, а именно модели среды Пойтинга–Томпсона и среды Максвелла. Первая получается из модели, показанной на рисунке 5.5, путем исключения элементов 2, 4, 5.

Реологическое уравнение состояния модели среды Пойтинга–Томпсона записывается следующим образом:

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \frac{1}{E_0} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{tp} \left(\frac{\sigma}{E_0} - \epsilon \right), \quad (5.12)$$

где E_0 – начальный модуль упругости при $t = 0$; $tp = E_0 t_0 / E_\infty$ – время последствия или время ретардации (замедление, задержка), характе-

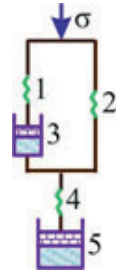


Рисунок 5.5 – Структурная модель линейного деформирования упруго-вязко-пластической среды

ризирующее скорость увеличения деформации при постоянной нагрузке; E_∞ – конечный модуль упругости при $t \rightarrow \infty$.

Решая уравнение (5.12) при , получаем уравнение ползучести:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_\infty - (\varepsilon_\infty - \varepsilon_0) e^{-\frac{t}{t_p}}, \quad (5.13)$$

где $\sigma_\infty = E_\infty \varepsilon$ – конечное напряжение; $\sigma_0 = E_\infty \varepsilon$ – начальное напряжение; t_0 – время релаксации, характеризующие отрезок времени, в течение которого напряжения уменьшаются в e раз.

Из полученных уравнений видно, что деформирование носит затухающий характер ($\varepsilon \rightarrow 0$), а напряжения полностью не релаксируют. Реологическое уравнение состояния модели среды Максвелла, имеющее неограниченную ползучесть, выразим как

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E_0} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E_0 t_0}, \quad (5.14)$$

решение которого записывается следующим образом:

$$\text{при } \sigma = \text{const } \varepsilon(t) = \varepsilon_0 \left(1 + \frac{t}{t_0} \right), \quad (5.15)$$

$$\text{при } \varepsilon = \text{const } \sigma(t) = \sigma_0 e^{-t/t_p}. \quad (5.16)$$

Анализ уравнений (5.15) и (5.16) показывает, что деформации при $\sigma = \text{const}$, увеличиваются неограниченно по линейному закону, а напряжения в условиях $\varepsilon = \text{const}$ релаксируют до нуля.

На основании исследований, проведенных с породами шахт Донецкого и Подмосквовного бассейнов, Ю.М. Либерман предложил подразделять горные породы по реологическим свойствам на два основных типа. Для первого типа характерно ограниченное деформирование во времени. Деформации ползучести возрастают по экспоненциальному закону и стремятся к определенному пределу, нелинейно зависящему от величины действующего напряжения.

В качестве реологического уравнения состояния пород первого типа может быть использована модель среды Пойтинга–Томсона. При

этом в уравнение (5.13) следует вместо $\varepsilon_\infty = \frac{\sigma}{E_\infty}$, ввести нелинейную функцию вида:

$$\varepsilon_\infty = A \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^m \quad (5.17)$$

или

$$\varepsilon_\infty = \frac{dq}{E_0} + \beta \left(\frac{\sigma}{E_0} \right)^2, \quad (5.18)$$

где A, m, α, β, t_p – экспериментально определяемые параметры.

К породам первого типа относятся, например, слабые и крепкие глинистые сланцы, песчаники, аргиллиты и алевролиты. В таблице 5.2 приведены значения A, m, α, β, t_p для некоторых из этих пород.

Для пород первого типа характерно то, что на кривых ползучести не прослеживается предельная деформация. Эта кривая представляет собой в начальной части экспоненту, которая затем быстро переходит в прямую, образующую некоторый угол с осью времени. Для пород второго типа в качестве реологического уравнения (5.14) время релаксации t_0 , входящее в уравнение (5.14), легко определить по кривой ползучести. Оно представляет собой время, за которое начальная деформация ε_0 увеличивается в два раза. Следует иметь в виду, что величина ε_0 берется непосредственно по кривой ползучести как ордината точки пересечения на продолжении прямолинейного участка кривой с осью ε . Соответственно начальный модуль упругости E_0 определяется как $E_0 = \frac{\sigma}{\varepsilon_0}$.

Таблица 5.2 – Значения реологических параметров пород

Порода	α	β	A	m	t_p , сутки
Слабый глинистый сланец	1,5	600–800	10–15	1,2–1,3	30–40
Крепкий глинистый сланец	1,3	200–300	--	--	5–10
Песчанистый сланец	1,2	100	5–10	1,1–1,2	3–5
Песчаник	1,1	20	1–5	1–1,05	2–3

Ко второму типу относятся глинистые породы. Время релаксации по данным, полученным Ю.М. Либерманом для глин

Подмосковного бассейна, составляет 45 сут., начальный модуль упругости – $E_0 = 280$ МПа.

Таким образом, реологические модели отражают свойство ползучести (течение) горных пород, т. е. их способность деформироваться во времени при постоянных напряжениях.

Структурные элементы реологических моделей включают вязкий элемент Ньютона в виде поршня в цилиндре с вязкой жидкостью. В вязком элементе напряжения пропорциональны скорости деформации:

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt}, \quad (5.18)$$

где η – коэффициент динамической вязкости, Па·с.

Величина, обратная вязкости, называется текучестью. Вязкость характеризуется также коэффициентом кинематической вязкости:

$$\nu = \frac{\eta}{\rho}, \quad (5.19)$$

где ρ – плотность. Единицы измерения: $\frac{м^2}{с}$, $\frac{см^2}{с}$, ($1 \frac{см^2}{с} = 1$ *стокс*).

5.3.4 Модель дискретной зернистой среды для породного массива

Совершенно очевидно, что некоторые породные массивы ведут себя преимущественно как дискретные среды (т. е. среды, состоящие из набора отдельных частиц, взаимные перемещения которых, по крайней мере, так же значительны, как и их собственные деформации), и обычные методы механики сплошной среды, использующие упругость и пластичность, для них абсолютно неприемлемы.

Важной особенностью дискретной среды является то обстоятельство, что под нагрузкой отдельные ее элементы в большей степени смещаются один относительно другого, чем деформируются. Их относительные смещения относятся к трем типам: скольжение элементов по поверхности контакта, расхождение элементов, взаимный поворот.

При сопоставлении работы элементов дискретной и сплошной сред (рисунок 5.6) разница может показаться незначительной, однако она важна по двум причинам. Во-первых, заметно отличается воздействие на окружающие элементы, во-вторых, появляется возможность смещения внутри самих элементов. В результате, окончательное распределение напряжений в дискретной среде может оказаться совершенно иным, чем в сплошной.

Отличительной чертой этой модели является рассмотрение отдельных элементов, ее действующих тел. Элементами структуры могут быть зерна сыпучего материала, обломки и блоки горной породы. Использование модели дискретной среды направлено, главным образом,

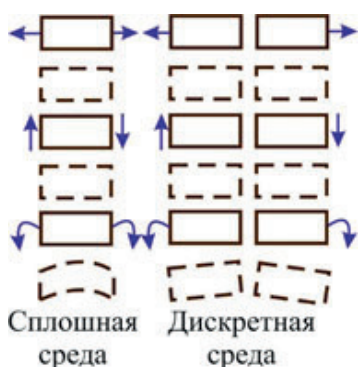


Рисунок 5.6 – Виды деформаций сплошной и дискретной среды

на достижение следующих целей: 1) непосредственное изучение механического поведения объектов, состоящих из элементов структуры дискретной среды; 2) исследование ансамбля структурных элементов, рассматриваемого в качестве представительного микрообъема среды.

Можно установить следующие основные моменты в разработке модели дискретной среды:

- схематизация элементов структуры, включающая геометрию формы (в форме шаров, кубов, пластин, параллелепипедов и др.) и размеры элементов, геометрию расположения (регулярного, хаотического) элементов в пространстве, способов механического взаимодействия (точечные, плоские) элементов и свойства (твердые, упругосжимаемые) элементов как механических объектов;
- создание на основе принятой схематизации расчетной системы и для математического описания для вычисления усилий и смещений отдельных элементов структуры. Этим этапом завершается собственно построение конкретной модели дискретной среды;
- использование модели для проведения расчетов напряженно-деформированного состояния структур с заданным расположением элементов;
- статистическое обобщение результатов расчетов. Можно отметить два направления использования данных статистического обобщения: 1) в качестве информации об уравнении состояния, когда расчету подлежат структуры, рассматриваемые как представительные микрообъемы данной среды; 2) в виде уравнений, описывающих расположение напряжений и деформаций в массиве.

5.4. Численные методы

5.4.1 Общие сведения

В инженерной практике для учета факторов, которые не удается ввести в расчетную схему, используют различные коэффициенты, полученные эмпирическим путем на основе натуральных наблюдений или данных лабораторных испытаний. Такой подход чреват эффектом

«накопления ошибок»: проектировщик выбирает значение нужных ему коэффициентов из некоторого диапазона, не имея достаточного основания для выбора именно этих значений. Чем больше коэффициентов нужно ввести, тем больше вероятность того, что получаемая в результате величина отклоняется от своего истинного значения, и тем больше это отклонение.

Более точное решение поставленной задачи можно получить, если расчетная схема и метод решения позволяют изначально учесть интересующие исследователя факторы. Широкие возможности открывают в этом плане так называемые численные методы решения, заимствованные их механики деформируемого твёрдого тела. Наиболее эффективные из них – метод конечных элементов (МКЭ) и метод граничных элементов (МГЭ). Интенсивное их развитие и применение в практике инженерных расчетов стало возможным благодаря развитию и доступностью вычислительной техники. В последние два десятилетия благодаря применению этих методов существенно расширился класс задач, решаемых в геомеханике.

5.4.2 Метод конечных элементов

Решение задач механики деформируемого тела методом конечных элементов основывается на применении приближенных методов вычислений, методов матричной и линейной алгебры. Сформулированный впервые в 1950-е годы – время ЭВМ первого поколения, МКЭ рассматривался сначала как вариант расширения метода расчета конструкций. В настоящее время общепризнана связь этого метода с классическими методами строительной механики, вариационными и разностными методами.

Ниже приведен укрупненный алгоритм МКЭ с описанием его составляющих (опущены некоторые выводы и не рассматриваются частные детали используемого математического аппарата).

Рассмотрим известную задачу о протяженной горной выработке с тем отличием, что форма поперечного сечения выработки произвольна, а окружающий породный массив может быть неоднородным по своим деформационным свойствам (например, сложный). Сечение выработки, перпендикулярное к ее продольной оси, представляет собой тяжёлую весомую полуплоскость с соответствующим вырезом. При расчетах полных напряжений она может быть заменена невесомым плоским прямоугольником со сторонами a и b (рисунок 5.7), и с отверстием такой же формы в центре, загруженным на внешних границах сжимающими напряжениями, равными начальным напряжениям в массиве на глубине заложения выработки.

Исследуемая область разбивается на плоские треугольные элементы единичной толщины H , взаимодействующие между собой через соприкасающиеся точки-узлы (узловые точки). В пределах каждого из

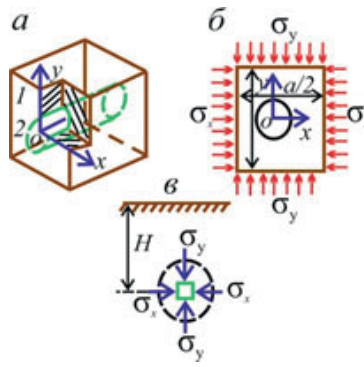


Рисунок 5.7 – Условия нагружения закрепленной горизонтальной выработки (2) в породном массиве (1): *a* – физическая модель; *б* – расчетная модель или расчетная схема; *в* – начальные напряжения в массиве на глубине заложения выработки

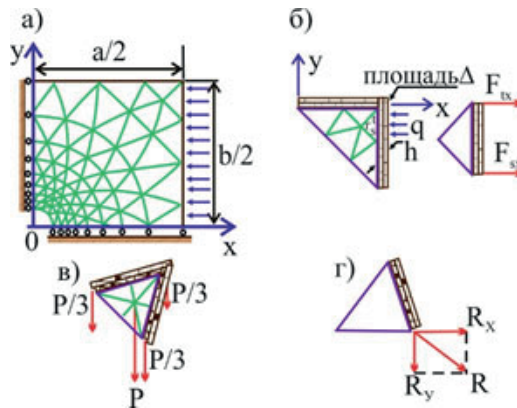


Рисунок 5.8 – Примеры приведения нагрузок к статически эквивалентной системе узловых сил: *a* – распределенная нагрузка, действующая на исследуемую область; *б* – замена распределенной нагрузки q условными силами F_{tx} и F_{sx} ; *в* – разложение силы тяжести P на систему узловых сил; *г* – разложение узловой силы R на составляющие R_x R_y

элементов массив предполагается однородным и упругим. Все виды нагрузок, действующие на исследуемую область (рисунок 5.8), и формирующее в ней определенное напряженно-деформированное состояние, приводятся к статически-эквивалентным силам, приложенным в узловых точках. Равномерно распределенная нагрузка q , действующая, например, на одну из граней элемента (рисунок 5.8), должна быть заменена равновеликими сосредоточенными узловыми силами L .

Объемные силы P , вызываемые, например, собственным весом горной породы, также приводятся к сосредоточенным силам, действующим в узловых точках и составляющими $1/3$ величины объемной силы тяжести P (рисунок 5.8).

На внешнем контуре рассматриваемой области массива и на контуре выработки задаются поверхностные силы F , которые в случае

отсутствия поверхностных нагрузок, равны нулю, а перемещения узловых точек контура неизвестны. По условиям задачи могут быть заданы перемещения узловых точек, тогда неизвестными являются узловые силы. Чаще всего встречаются смешанные граничные условия: в одном из направлений известно перемещение и необходимо определить силу, в другом – известна сила и необходимо определить неизвестное перемещение.

В расчетной схеме рассматриваемой задачи в силу симметрии используются следующие граничные условия: вдоль вертикальной границы области ($X = 0$) – равны нулю горизонтальные компоненты перемещений узлов; вдоль горизонтальной границы ($y = 0$) – равны нулю вертикальные компоненты перемещений. Контур выработки свободен от напряжений ($\sigma_x = \sigma_y = 0$).

Неизвестными являются перемещения всех узловых точек внутри массива, на контуре выработки и на границах области. Вершины треугольных элементов, сходящихся в узлах разбиения, можно рассматривать как вершины-узлы для отдельных элементов.

Расчет начинается с формирования основных характеристик треугольного элемента, которые затем составляют единую разрешающую систему его вершин. Приведем эти характеристики.

Перемещения и деформации элемента. Пусть вершины треугольника (узлы) r, s, l имеют координаты: $x_r, y_r; x_s, y_s; x_l, y_l$. Перемещения произвольной внутренней точки элемента определяются вектором $\{\delta\}$

с компонентами: горизонтальным – U и вертикальным – V .

$$\{\delta\} = \{U, V\}. \quad (5.20)$$

При этом полагается, что компоненты перемещений внутренних точек элемента являются линейными функциями координат следующего вида:

$$U = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y, \quad V = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y, \quad (5.21)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6$ – константы, которые можно определить из приведенных уравнений по указанным выше координатам ($x_r, y_r, x_s, y_s, x_l, y_l$) и перемещениям узлов, которые характеризуются векторами (5.22):

$$\{\delta\} = \{U_i, V_i\} (i = r, s, l). \quad (5.22)$$

Полный вектор перемещений узлов имеет вид:

$$\{\delta\} = \{\delta_r, \delta_s, \delta_l\} = \{U_r, V_r, U_s, V_s, U_l, V_l\}. \quad (5.23)$$

Подставив вычисленные таким образом константы в уравнения (5.21), можно установить связь между перемещениями узлов и внутренними точками элемента через так называемые функции формы. Они выбираются таким образом, чтобы удовлетворить условию неразрывности деформаций точек породного массива:

$$U = \frac{1}{2S} \left[(a_r + b_r x + c_r y) u_r + (a_s + b_s x + c_s y) u_s + (a_l + b_l x + c_l y) u_l \right],$$

$$V = \frac{1}{2S} \left[(a_r + b_r x + c_r y) V_r + (a_s + b_s x + c_s y) V_s + (a_l + b_l x + c_l y) V_l \right], \quad (5.24)$$

где $\varphi_i = \psi_i = \frac{1}{2S} (a_i + b_i x + c_i y)$ – функции формы;

$$a_r = x_r y_r - x_t y_s; b_r = y_s - y_t; c_r = x_t - x_s;$$

$$a_s = x_t y_r - x_r y_t; b_s = y_t - y_r; c_s = x_r - x_t;$$

$$a_l = x_r y_s - x_s y_r; b_l = y_r - y_s; c_l = x_s - x_r. \quad (5.25)$$

Скалярный множитель S , представляющий площадь рассматриваемого треугольника с вершинами r, s, l , будет:

$$S = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_r & y_r \\ 1 & x_s & y_s \\ 1 & x_l & y_l \end{vmatrix}. \quad (5.26)$$

Взаимное перемещение внутренних точек элемента характеризуется вектором деформаций $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_{xy}\}$. Вектор деформаций связан с вектором перемещений элемента, а через него – с вектором узловых перемещений матричным равенством:

$$\{\varepsilon\} = B \{\delta\}_i, \quad (5.27)$$

где B – матрица, элементы которой определяются видом выбранных функций формы:

$$B = \frac{1}{2S} = \begin{bmatrix} bobobo \\ ocococ \\ cbcbcb \end{bmatrix}. \quad (5.28)$$

Матрица упругости. Матрица упругости связывает между собой вектор деформаций $\{\varepsilon\}$ и вектор напряжений элемента $\{\delta\} = \{x_x, \delta_y, \tau_{xy}\}$

и определяется соотношением закона Гука применительно (в данном случае) к условиям плоской деформации:

$$D = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\mu/2) \end{bmatrix}, \quad (5.29)$$

где E – модуль упругости; μ – коэффициент Пуассона.

Закон Гука в матричной форме имеет вид:

$$\{\delta\} = D\{\varepsilon\} = DB\{\delta\}_l. \quad (5.30)$$

Это выражение непосредственно связывает вектор напряжений внутренних точек элемента с перемещениями его вершин-узлов.

Матрица жесткости треугольного элемента. Рассматриваемый отдельно треугольный элемент с вершинами r, l, s будет находиться в равновесии, если заменит действие отброшенных участков исследуемой области статически эквивалентной системой сил, приложенных в вершинах треугольника. Эта система сил образует вектор $\{F\}_l$. Работа внешних сил должна быть равна работе внутренних. Из этого положения вытекает равенство:

$$\{F\}_l = [K]_l \{\delta\}_l, \quad (5.31)$$

в котором матрица $[K]_l$ называется матрицей жесткости элемента. В случае треугольного элемента она определяется матричным неравенством:

$$[K]_l = \frac{h}{2s} B^m DB, \quad (5.32)$$

где B^m – транспортированная матрица B .

Обобщённая матрица жесткости системы. Этап подготовительных работ при расчете методом МКЭ завершается формированием матрицы жесткости всей системы конечных элементов (МЖС), или, что то же самое, построением разрешающей системы алгебраических уравнений.

Пусть в соответствии с методикой МКЭ завершается формирование матрицы жесткости всей системы конечных элементов (МЖС), или, что то же самое, построение разрешающей системы алгебраических уравнений.

Пусть в соответствии с методикой МКЭ исследуемая область разбита на m треугольников элементов, соединенных между собой в n узловых точках. В каждом узле с номером i рассматриваются векторы сил $\{F\}$ и перемещений $\{U\}$. Из множества векторов $\{F_i\}$ и $\{U_i\}$ образуются обобщенные векторы сил $\{F\}$ и перемещений $\{U\}$, которые

могут быть связаны системой $2n$ уравнений. В матричной форме она имеет вид:

$$\{F\} = K \{U\}. \quad (5.33)$$

Здесь квадратная матрица K порядка $2n$ представляет собой МЖС, а ее элементы K_{ij} – жесткость i -го узла системы элементов МЖС определяются величиной элементов матриц жесткости $[K]_l$ треугольника элементов. Установление явной связи МЖС с матрицами жесткостей элементов ($K[K]$, где $l = 1, 2, 3, \dots, m$) позволяет сформировать матрицу жесткости системы. Подробная процедура формирования матрицы K изложена в работе И.В. Балашова.

Итак, уравнение (5.33) является завершающим этапом подготовки задачи. Решение этого уравнения одним из известных методов линейной алгебры (например, Гаусса, Зейделя и др.) дает неизвестный вектор узловых перемещений $\{U\}$. Затем по формулам (5.27) и (5.30) определяются деформации и напряжения каждого элемента.

Разработанные на настоящий момент вычислительные программы, реализующие МКЭ, в основном предполагают выполнение следующих этапов.

1. Выбираются сетка разбивки и, в соответствии с этим, исследуемая область представляется в виде конечного множества простейших элементов. Назначение сетки, т. е. выбор размеров элементов, производится с учетом неоднородности строения породного массива. В районе ожидаемых наибольших градиентов напряжений (например, вблизи контура выработки) целесообразно использовать более мелкое разбиение, а на участках, где ожидается плавное изменение напряжений – более крупное.

2. Каждому элементу ставятся в соответствии с физико-механическими характеристикам среды, заключенной внутри элемента, координаты узлов, условия нагружения и т. д.

3. Формируются матрицы жесткости элементов, матрицы жесткости системы (МЖС) и, в соответствии с условиями нагружения – вектор $\{F\}$ левых частей уравнений (5.33).

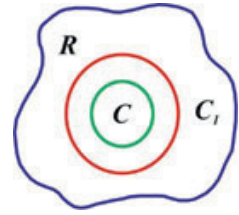
4. Решается система уравнений (5.33), в результате определяются неизвестные перемещения узловых точек.

5. По найденным значениям перемещений узлов вычисляются деформации и напряжения в центре каждого элемента.

5.4.3 Метод граничных элементов

Метод граничных элементов основан на том, что достаточно легко получить аналитическое решение, отвечающее точечному возмущению в бесконечной однородной среде. Это возмущение может представлять собой, например, сосредоточенную силу в упругом теле. Такие решения

Рисунок 5.9 – К формулировке задачи теории упругости



принято называть сингулярными, поскольку они ведут себя хорошо всюду в области R , за исключением точки возмущения, где имеет место математическая аномалия – сингулярность.

Плоское сечение выработки представляют собой замкнутый контур C в бесконечной плоскости R (рисунок 5.9).

Цель решения задач теории упругости состоит в нахождении напряжений и смещений в упругом теле, подверженном действию заданных объёмных сил, а также напряжений и смещений на контуре C .

В качестве сингулярного (базового) решения используется решение о постоянной сосредоточенной силе $P = (P_x, P_y)$, приложенной к контуру длиной $2a$ (рисунок 5.10). Напряжения, вызываемые в упругом теле действием усилия P вдоль отрезка $|x| < a, y = 0$, выражаются через функцию $f(x, y)$, имеющую следующий вид (вывод опускаем):

$$f(x, y) = \frac{1}{4\pi(1-\mu)} y \left(\operatorname{arctg} \frac{y}{x-a} - \operatorname{arctg} \frac{y}{x+a} \right) - (x-a)x, \\ x \ln \sqrt{(x-a)^2 + y^2} + (x+a) \ln \sqrt{(x+a)^2 + y^2}, \quad (5.34)$$

а также ее производные:

$$f^1_x = + \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\ln \sqrt{(x-a)^2 + y^2} - \ln \sqrt{(x+a)^2 + y^2} \right], \\ f^1_x = - \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\operatorname{arctg} \frac{y}{x-a} - \operatorname{arctg} \frac{y}{x+a} \right], \quad (5.35)$$

$$f^{11}_{xy} = + \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\frac{y}{(x-a)^2 + y^2} - \frac{y}{(x+a)^2 + y^2} \right], \\ f^{11}_{xx} = -f^{11}_{yy} = + \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\frac{x-a}{(x-a)^2 + y^2} - \frac{x+a}{(x+a)^2 + y^2} \right].$$

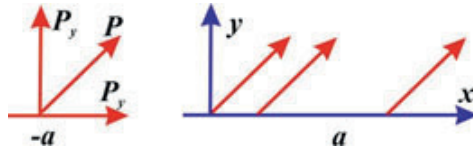


Рисунок 5.10 – К задаче о сосредоточенной силе, приложенной к отрезку

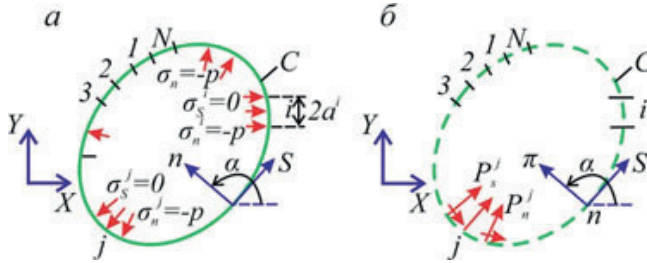


Рисунок 5.11 – Иллюстрация граничных элементов для задачи о выработке: *a* – физическая задача; *б* – численная модель

Таким образом:

$$\sigma_X = P_X \left[(3 - 2\mu) f_x^1 + y f_{xy}^{11} \right] + P_y \left(2\mu f_y^1 + y f_{yy}^{11} \right),$$

$$\sigma_Y = P_X \left[-(1 - 2\mu) f_x^1 + y f_{xy}^{11} \right] + P_y \left(2(1 - \mu) f_y^1 - y f_{yy}^{11} \right),$$

$$\tau_{XY} = P_X \left[2(1 - \mu) f_x^1 + y f_{xy}^{11} \right] + P_y \left((1 - 2\mu) f_y^1 - y f_{yy}^{11} \right). \quad (5.36)$$

В точках $x = \pm a$ функция $f(x, y)$, следовательно, и напряжения, а также связанные с ними смещения, выражения для которых не приводятся, имеют некоторую особенность.

Это решение составляет основу МГЭ для нахождения численного решения любой краевой задачи теории упругости, в том числе и рассмотренной выше задачи о выработке в породном массиве. Аппроксимируем контур выработки C с помощью N отрезков – элементов, примыкающих друг другу (рисунок 5.11).

Длину характерного i -го граничного элемента обозначим $2a$. Вместе с глобальной системой координат XOY будем рассматривать для каждого элемента локальные координаты n, s , изменяющиеся от точки к точке. Предположим, что контур выработки подвержен действию нормального напряжения $\sigma_n = -P$ (т. е. сжатию), а касательное напряжение $\sigma_s = -0$. Требуется найти смещения и напряжения в теле, вызванные этой нагрузкой на границы. Граничные условия при этом имеют вид:

$$\sigma_n^1 = -P; \sigma_s^1 = 0 (i = 1, \dots, N). \quad (5.37)$$

Задача с такими заданными условиями решается с помощью модели, изображений на рисунке 5.11. Пунктирная прямая C имеет такую же

форму, как и кривая C , использованная для задания границ выработки. Однако кривая C не является границей, она только обозначает местоположение отрезков в бесконечном массиве, которые совпадают с граничными элементами на контуре выработки. Представим теперь, что на каждом из N отрезков вдоль пунктирной кривой действуют постоянные нормальное и касательное напряжения. На рисунке 5.11 для простоты показаны только напряжения, приложенные к j -му отрезку, и обозначенные P_s^j и P_n^j .

Принципиальным моментом является то, что действительные нормальное и касательное напряжения на j -ом отрезке C не равны P_s^j и P_n^j . Для каждого элемента кривой C необходимо различать две разные группы напряжений: приложенные P_s^j и P_n^j и действительные σ_s^j и σ_n^j , которые вызваны действием приложенных напряжений на всех N элементах кривой. Эти действительные напряжения можно вычислить, используя в совокупности решения (5.36).

Результирующие выражения имеют вид:

$$\sigma_s^j = \sum_{j=1}^N A_{ss}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{sn}^{ij} P_n^j, \quad (5.38)$$

$$\sigma_n^j = \sum_{j=1}^N A_{ns}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{nn}^{ij} P_n^j, \quad i = 1, \dots, N.$$

Здесь A_{ss}^{ij} – коэффициент влияния напряжений.

Так, коэффициент A_{ns}^{ij} , например, дает действительное касательное напряжение в центре i -го отрезка (σ_n^i), вызванное постоянной единичной нагрузкой, приложенной на j -том отрезке ($P_n^j = 1$).

Если теперь удастся найти такие значения приложенных напряжений P_s^j и P_n^j для $J = 1, \dots, N$, что и действительные напряжения σ_s^j и σ_n^j (5.38), то мы получим приближенное решение физической задачи, показанной на рисунке 5.11.

Следовательно, мы требуем выполнения равенств:

$$0 = \sum_{j=1}^N A_{ss}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{sn}^{ij} P_n^j, \quad (5.39)$$

$$-P = \sum_{j=1}^N A_{ns}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{nn}^{ij} P_n^j, \quad i = 1, \dots, N,$$

образующих систему $2N$ линейных уравнений с тем же числом неизвестных.

Напряжения P_s^j и P_n^j в этих уравнениях являются фиктивными величинами. Они были введены как средство численного решения задачи и не имеют физического смысла. Однако линейные комбинации фиктивных нагрузок, заданные посредством выражения (5.38),

в рассматриваемой задаче уже имеют физический смысл. На этом и основано построение системы алгебраических уравнений (5.39). Решив эти уравнения, можно выразить смещения и напряжения в произвольной точке массива через другие линейные комбинации фиктивных нагрузок: P_s^j и $P_n^j, j = 1, \dots, N$.

Описанный вариант метода граничных элементов называют методом фиктивных нагрузок. Он не является единственным методом решения плоских задач. Существует и прямой метод граничных интегралов.

Сочетание этих двух методов открывает широкие возможности для решения задач из разных областей техники, в том числе и геомеханики. В приведенных методах для определения напряженно-деформированного состояния в окрестности выработки произвольного очертания или нескольких взаимовлияющих выработок используются вычислительные программы.

5.5 Физическое моделирование геомеханических процессов в лабораторных условиях

5.5.1 Общие сведения

Одним из методов исследования сложно-структурных объектов в геомеханике является моделирование в лабораторных условиях различных физических процессов горного производства.

Цель моделирования заключается в воспроизведении и изучении на модели физического процесса, подобного происходящему в натуральных условиях. Метод моделирования позволяет на уменьшенных или увеличенных по отношению к действительности моделях проводить качественные и количественно детальные исследования изучаемого процесса.

Методы моделирования достаточно широко используются в различных областях современного естествознания и техники. Применительно к геомеханике эти методы позволяют выяснить основные качественные элементы процессов деформирования и разрушения горных пород при ведении очистных и подготовительных работ, являясь необходимым этапом при разработке новых гипотез и теорий, а также проверки решений, полученных аналитическими методами.

В геомеханике, изучающей, как правило, объекты весьма больших размеров, применяют моделирование, связанное с уменьшением абсолютных размеров объектов. По принципам, на которых оно основано, различают моделирование двух видов: физическое и аналоговое. Первое предусматривает воссоздание в модели тех же самых физических полей, которые действуют и в объекте природы, но измененных по своим абсолютным значениям в соответствии с принятым масштабом моделирования.

Аналоговое моделирование предусматривает замену модели одних физических полей другими, например, замену натурального поля

механических напряжений электрическим полем в модели. При этом на моделях изучают закономерности явлений и процессов, протекающих в натуральных объектах, используя математическую аналогию различных по физической природе процессов, т. е. математическую тождественность основных законов, описывающих эти процессы.

Породный массив является весьма сложной средой, в которой при ведении горных работ одновременно происходят процессы деформирования различного характера: упругие, упругопластические смещения и разрушение пород с разрывом сплошности. Поэтому аналитические расчеты деформирования горных пород, прочности и устойчивости горных выработок и различных сооружений в породных массивах часто представляют собой трудно решаемые задачи. Натурные исследования отличаются значительной трудоемкостью, высокой стоимостью, требуют довольно длительного периода времени, кроме того, в натуральных условиях обычно весьма ограничены возможности варьирования параметрами системы, технологией и последовательностью ведения горных работ, тогда как при моделировании можно проследить влияние основных параметров в самых широких пределах. Таким образом, моделирование открывает такие возможности изучения геомеханических процессов, которые не дают ни аналитические методы, ни наблюдения и измерения в натуральных условиях.

В то же время на моделях невозможно воспроизвести все детали моделируемых объектов, поэтому моделирование позволяет вести изучение процессов с определенной степенью упрощения и схематизации натуральных объектов, что существенно облегчает интерпретацию результатов шахтных наблюдений и измерений, позволяя с большей степенью обобщения проследить и уточнить механизм процессов и максимально полно изучить влияние на эти процессы действующих факторов.

5.5.2 Основные положения теории подобия

С учетом специфики горного дела величины, полученные на моделях, нельзя механически переносить на натурные условия простым умножением на соответствующий масштаб. В основе моделирования физических явлений лежит учение о подобии, основы которого заложены еще И. Ньютоном, сформулировавшим общее понятие динамического подобия механических систем.

Основные свойства подобных явлений и признаки подобия рассматриваемых явлений между собой характеризуются тремя теоремами подобия. Первая, установленная Ж. Бертраном в 1848 г., основана на общем понятии динамического подобия Ньютона и втором законе механики Ньютона. Академик М.В. Кирпичев дает следующую формулировку первой теории подобия: «Подобными называют явления, происходящие в геометрически подобных системах, если у них во всех сходственных точках отношения одноименных величин есть постоянные числа».

Вторая теорема подобия сформулирована в начале XX в. независимо друг от друга Дж. Букингемом и А. Федерманом. Она устанавливает возможность преобразования физического уравнения связи, описывающего данное явление, при этом получается уравнение, составленное из критериев подобия. Согласно второй теореме, результаты опытов по изучению какого-либо физического явления, представленные в виде критериальных уравнений связи, возможно перенести на другие явления, подобные исследуемому.

Третья теорема подобия сформулирована и доказана в 1930 г. акад. М.А. Кирпичевым и носит название теоремы о существовании подобия.

Закон Ньютона относится к рассмотрению движения и равновесия одной материальной частицы. Механическое состояние деформируемого тела в каждой точке с координатами x, y, z характеризуется: компонентами напряжений: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$; компонентами перемещений: u, v, w и компонентами деформаций: $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \nu_{xy}, \nu_{yz}, \nu_{zx}$. Между этими величинами, характерными для каждого напряженного состояния природы и модели, должно быть взаимно однозначное соответствие, так как только при этом условии можно путем моделирования определить натурные величины смещения пород.

Для выяснения условий, обеспечивающих существование однозначного соответствия механических состояний природы и модели, должна быть рассмотрена в общем виде система уравнений, отражающая деформированное состояние среды. Поскольку процессы деформирования горных пород вокруг выработки являются весьма медленными, то инерционными силами можно пренебречь и тогда уравнения равновесия могут быть записаны в следующей форме, если ось вертикальная:

$$\frac{d\sigma_x}{d_x} + \frac{d\tau_{xz}}{d_y} + \frac{d\tau_{xz}}{d_z} = \gamma, \quad \frac{d\tau_{yz}}{d_x} + \frac{d\sigma_y}{d_y} + \frac{d\tau_{yz}}{d_z} = 0,$$

$$\frac{d\tau_{zx}}{d_x} + \frac{d\tau_{yz}}{d_y} + \frac{d\sigma_z}{d_z} = 0, \quad (5.40)$$

где γ – удельный вес горных пород.

Механическое подобие процессов в модели и природе будет обеспечено, если записанные для модели и природы в безразмерном виде уравнения равновесия будут тождественно совпадать. Введем безразмерные координаты и напряжения:

$$x = l\xi; y = l\eta; z = l\zeta,$$

$$\sigma_x = \gamma l R_\xi; \sigma_y = \gamma l R_\eta; \tau_{xy} = \gamma l R_{\xi\eta}. \quad (5.41)$$

Тогда уравнение равновесия примет следующий вид:

$$\frac{dR_{\xi}}{d\xi} + \frac{dR_{\xi\eta}}{d\eta} + \frac{dR_{\xi\zeta}}{d\zeta} = 1 \text{ и т. д.} \quad (5.42)$$

Для обеспечения требуемого тождества уравнений равновесия для природы и модели необходимо, чтобы любая компонента безразмерного напряжения в природе $(R_{ik})_H = \frac{(\sigma_{ik})_H}{(\gamma l)_H}$ была равна соответствующей ком-

поненте в модели $(R_{ik})_M = \frac{(\sigma_{ik})_M}{(\gamma l)_M}$, поэтому $\frac{(\sigma_{ik})_H}{(\gamma l)_M} = \frac{\gamma_H l_H}{\gamma_M l_M} = \frac{\gamma_H}{\gamma_M} \lambda$, где

λ – линейный масштаб моделирования. Следовательно, масштаб напряжения:

$$\mu = \frac{\gamma_H}{\gamma_M} \lambda. \quad (5.43)$$

Здесь и далее индексом « H » обозначены параметры природы, а индексом « M » – модели.

Масштаб сил β может быть найден умножением масштаба напряжений на масштаб площадей, т. е.

$$\beta = \frac{\gamma_H}{\gamma_M} \lambda \lambda^2 = \frac{\gamma_H}{\gamma_M} \lambda^3. \quad (5.44)$$

При характеристике того или иного механического процесса механическое подобие может быть определено заданием переходных множителей или масштабов для длин (геометрическое подобие), для времени (кинематическое подобие) и для масс (динамическое подобие).

Для двух подобных систем уравнение геометрического подобия заключается в том, что все размеры пространства, занятого системой в модели, и размеры отдельных элементов модели изменены в определенное число раз по сравнению с соответствующими размерами натурной системы.

Условие кинематического подобия этих систем состоит в том, что любые сходственные точки (частицы) систем, двигаясь по геометрически подобным траекториям, проходят геометрически подобные пути в промежутки времени, отличающиеся постоянным множителем.

Условие динамического подобия систем заключается в том, что массы любых сходственных частиц систем отличаются друг от друга постоянным множителем.

При изучении процессов разрушения горных пород широко пользуются теорией прочности Мора, согласно которой определяющими параметрами являются элементы паспорта прочности, т. е. сцепление

и внутренне трение. Таким образом, паспорт прочности для материала модели должен быть геометрически подобен паспорту прочности реальной горной породы. При подборе эквивалентного материала для слабых и пластичных пород Г.Н. Кузнецов рекомендовал пользоваться следующими соотношениями:

$$R_m = \frac{l_m \gamma_m}{l_n \gamma_n} R_n, \quad R'_m = \frac{l_m \gamma_m}{l_n \gamma_n} R'_n$$

или

$$C_m = \frac{l_m \gamma_m}{l_n \gamma_n} C_n, \quad \rho_m = \operatorname{tg} p_n, \quad (5.45)$$

где R_m и R_n – пределы прочности на сжатие, соответственно, материала модели и природы; R'_m и R'_n – пределы прочности на растяжение материала модели и природы; C_m и C_n – коэффициенты сцепления для материала модели и природы; ρ_m и p_n – углы внутреннего трения материала модели и природы.

Для соблюдения подобия при моделировании упругих систем необходимо, чтобы были выполнены следующие условия:

$$E_m = \frac{l_m \gamma_m}{l_n \gamma_n} E_n n \mu_m \approx \mu_n, \quad (5.46)$$

где E_m и E_n – модули упругости материала модели и природы, соответственно; μ_m и μ_n – коэффициенты Пуассона.

Для моделирования процессов в условиях пластического моделирования (без учета времени) необходимо, чтобы уравнения, связывающие деформации и напряжения, были тождественны как для природы, так и для модели при условии написания их безразмерной формы.

Важным элементом в соблюдении условий подобия является отражение в модели структурных и текстурных особенностей массива – слоистости, кливажа, отдельностей и т. д., однако количественная оценка геолого-петрографических особенностей строения и сложения пород весьма затруднительна: отсутствуют пока объективные способы количественного учета этих факторов при оценке прочностных свойств массива как целого.

5.5.3 Метод центробежного моделирования

Сущность метода центробежного моделирования состоит в том, что модель натуральных пород моделируемого объекта, выполненную в заданном геометрическом масштабе, помещают в каретку центрифуги и путем равномерного вращения каретки с моделью по окружности определенного радиуса R , с рассчитанным числом оборотов в минуту Q , нагружают объемными инерционными силами, тем самым придавая

породам модели некоторый фиктивный объемный вес в соответствии со следующей формулой:

$$\gamma_m = \frac{L_n}{l_m} \gamma_n, \quad (5.47)$$

где γ_m – объемный вес модели; γ_n – объемный вес породного массива; L_n – размеры натурального объекта; l_m – объемный вес модели.

Иначе говоря, применив в модели материал, имеющий одинаковые механические свойства с породами природы, для выполнения условий механического подобия требуется обеспечить увеличение объемного веса материала в число раз, обратное геометрическому масштабу моделирования. Например, при геометрическом масштабе модели $m_l = \frac{P_M}{L_H} = 1 \div 100$, объемный вес материала модели должен быть равен:

$$\gamma_m = \frac{L_n}{l_m} \gamma_n = \frac{1}{m_l} \gamma_n = 100 \gamma_n. \quad (5.48)$$

Условие (5.48) можно выполнить, применив в модели натуральные породы и придав им фиктивный объемный вес (в приведенном случае при $m_l = 1 \div 100$, равном $\gamma_m = 100 \gamma_n$) с помощью инерционных сил, соответствующих значениям центробежной силы. Этот метод предложен в 1932 г. проф. Г.И. Покровским и Н.Н. Давиденковым и носит название «метод центробежного моделирования».

Фиксируя деформации и напряжения пород в модели в различных точках, изучают закономерности процессов геомеханики для моделируемых условий, а также устанавливают оптимальные параметры горно-технических объемов и сооружений по фактору устойчивости.

При центробежном моделировании принято задавать масштаб модели с числом n , показывающим, во сколько раз во вращающейся модели за счет развиваемых инерционных сил увеличен объемный вес пород. В соответствии с формулой (5.47):

$$n = \frac{1}{m_l}. \quad (5.49)$$

То есть, масштаб n представляет собой величину, обратную геометрическому масштабу m_l .

Масштаб центробежного моделирования связан с угловой скоростью вращения центрифуги ω и радиусом модели R следующим соотношением:

$$n = \sqrt{\frac{\omega^4 R^2}{g^2} + 1}, \quad (5.50)$$

где g – ускорение силы тяжести.

Отсюда нетрудно получить формулу требуемой угловой скорости вращения центрифуги при заданном масштабе центробежного моделирования:

$$n = \frac{1}{m_1};$$

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{R}} \cdot \sqrt[4]{n^2 - 1}. \quad (5.51)$$

Зависимость между числом оборотов центрифуги в минуту Q и масштабом центробежного моделирования приближенно может быть выражена формулой:

$$Q = 30 \sqrt{\frac{n}{R}}. \quad (5.52)$$

При решении задач геомеханики с применением центробежного моделирования обычно испытывают от 2 до 6 идентичных моделей (так называемых «моделей-близнецов»), помещая их попарно в каретки центрифуги. Результаты экспериментов затем усредняют, одновременно контролируя достоверность опытов по признаку повторяемости результатов в пределах случайных отклонений, т. е. воспроизводимости эксперимента.

При работе центрифуги измеряют и контролируют с помощью специального устройства скорость вращения, контролируют разворот кареток из вертикального в горизонтальное положение при наборе скорости вращения и обратный разворот при снижении скорости.

Измерения в модели ведут путем фиксации различных параметров до и после испытания модели в центрифуге, а также в процессе вращения. Так, для измерения напряжений в различных точках модели используют аэростатические динамометры – миниатюрные приборы массой 3–10 кг. Прибор состоит из овальной коробочки, заполненной покрашенным глицерином, резиновой диафрагмы и капилляра, помещаемого внутри овальной коробочки. Объем динамометра – до 4 см³. При прочной диафрагме воздух внутри капилляра сжимается и происходит соответствующее заполнение капилляра глицерином. По заполнению определяют напряжения. Применяют также тензометрические датчики рамочного и мембранного типов с дистанционной регистрацией показаний.

Для измерения неупругих деформаций применяют сельсиновые пары, индикаторы часового типа, индикационные датчики и др. Все эти датчики используют в системе, позволяющей вести непрерывную дистанционную регистрацию их показаний на пульте управления центрифугой.

Для контроля процессов разрушения с разрывом сплошности пород модели используют фольговые датчики – полоски оловянной

перфорированной фольги шириной 2 мм, закладываемые в местах предполагаемых разрушений. Датчики подключают к соответствующим счетчикам, позволяющим дистанционно наблюдать и фиксировать момент разрушения.

Разрушения и смещения соответствующих участков модели, происходящие в процессе испытаний, фиксируют по окончании опыта.

Для непосредственного наблюдения за макродеформациями модели в процессе центрифугирования, применяют также дистанционные фото- киноустановки, а также кино-, телевизионно-стробоскопные установки, позволяющие проследить кинематику деформаций модели на киноплёнке.

Современные центрифуги позволяют испытывать модели высотой 0,4–0,5 м. Обычно применяемый масштаб центробежного моделирования находится в пределах от 20 до 500 в зависимости от решаемых задач. Одна из наиболее совершенных современных центрифуг – центрифуга Криворожского НИГРИ, имеет следующие параметры: наружный диаметр 6 м, эффективный радиус $R = 2,5 \text{ м}^2$, максимальная скорость вращения, $Q = 425 \text{ об/мин}$, максимальный масштаб центробежного моделирования $n = 500$, размеры кареток $1,5 \times 0,8 \times 0,6 \text{ м}$, мощность привода 650 кВт. Установка изготовлена из особо прочных титановых сплавов.

Метод центробежного моделирования с успехом и большей степенью надежности применяют при решении задач, связанных с определением размеров устойчивых потолочных камер, оптимальной формы и параметров бортов карьеров и отвалов, давления обрушенных пород на днища очистных блоков, влияния длительной нагрузки на крепь капитальных выработок, пройденных в пластичных глинистых породах и др. Использование специальных устройств позволяет моделировать в центрифуге одновременное действие статического поля напряжений и динамического поля, создаваемого при взрывных работах.

Одним из достоинств центробежного моделирования является то, что это единственный из методов моделирования, в котором благодаря использованию натуральных горных пород соблюдается соответствие между размерами частиц и молекул. Для некоторых задач это имеет большое значение.

Вместе с тем, метод центробежного моделирования имеет ряд ограничений. Одно из них состоит в том, что, строго говоря, центробежное моделирование не обеспечивает однородность механического силового поля. Действительно, вследствие ограниченного радиуса центрифуги силовые линии и эквипотенциальные поверхности в модели в ту или другую сторону по ее высоте, изменяется эффективный радиус вращения, а, следовательно, согласно формуле (5.50) изменяется и масштаб моделирования. Это обстоятельство, а также технические возможности ограничивают предельные размеры моделей по высоте, а, следовательно, и возможные глубины моделируемой толщи пород.

При центробежном моделировании крайне затруднительно или даже невозможно воспроизводить слоистые толщи разнородных по составу и свойствам пород. Большие технические трудности представляет воспроизведение в модели перемещения забоя во времени.

5.5.4 Метод эквивалентных материалов

Наиболее освоенным и широко распространенным в настоящее время является метод моделирования на эквивалентных материалах. Основные принципы этого метода сводятся к замене в модели естественных горных пород искусственными материалами с физико-механическими свойствами, которые в соответствии с принятым масштабом моделирования находятся в определенных естественных горных породах.

Для определения необходимых критериев и констант подобия в интересующих нас явлениях достаточно знать только дифференциальное уравнение связи, характеризующее данное явление. Это во многих случаях облегчает решение задачи об определении конкретных условий, которые обеспечивают подобие изучаемых процессов в натуре и в модели.

При моделировании методом эквивалентных материалов устанавливаются, прежде всего, те основные силы, которые определяют главные, существенные черты изучаемого процесса.

В первом приближении ограничимся учетом двух родов сил, а именно: внешних сил – тяжести и внутренних сил – напряжений, возникающих в породе.

Преобразуем формулу, выражающую общий закон механического подобия Ньютона, для случая совместного действия сил тяжести и внутренних напряжений, возникающих в массе пород, окружающей выработку.

Заменяя отношение квадратов скоростей V^2 и v^2 соответственно через отношения ускорений и длин $\frac{V^2}{v^2} = \frac{Al}{al}$, получим:

$$\frac{P_m}{\rho_m al^3} = \frac{P_n}{\rho_n AL^3}. \quad (5.53)$$

В интересующих нас случаях деформация и разрушение породы происходит в результате действия сил тяжести. Поэтому величины a и A в формуле (5.52) будут равны ускорению силы тяжести и, следовательно, мы можем заменить

$$\rho_m a = \rho_m g = \gamma_m; \quad \rho_n A = \rho_n g = \gamma_n, \quad (5.54)$$

где g – ускорение силы тяжести; γ_m – объемный вес материала модели; γ_n – объемный вес породы в натуре.

Вводя, кроме этого обозначения

$$\frac{P_m}{l^2} = N_m; \quad \frac{P_n}{L^2} = N_n \quad (5.55)$$

и подставляя их в формулу (5.52), получим:

$$\frac{N_m}{\gamma_n l} = \frac{N_n}{\gamma_n L} = K, \quad (5.56)$$

где K – некоторое безразмерное число, «определяющий критерий подобия» процессов деформаций и разрушений пород в условиях действия сил тяжести и напряжений, возникающих в породах.

Если изготавливается модель из того же материала, из которого состоит натурная система, то

$$N_m = N_n; \quad \gamma_m = \gamma_n. \quad (5.57)$$

При $l \neq L$, если останется в силе равенство $N_m = N_n$, то должны поставить условием, чтобы

$$\gamma_m = \gamma_n \frac{L}{l}, \quad (5.58)$$

т. е. должны заменить действительный объемный вес материала модели γ_m некоторым фиктивным объемным весом γ_m , удовлетворяющим равенству (5.58). В качестве такого фиктивного объемного веса может быть использована любая инерционная сила (центробежное моделирование).

Если отказаться от равенства $N_m = N_n$, т. е. отказаться от сохранения материала природы в модели, то приходим к методу эквивалентных материалов.

Подбор механических характеристик такого эквивалентного материала, обеспечивающего подобие механических процессов в модели, должен производиться по формуле:

$$N_m = \frac{L}{l} \frac{\gamma_m}{\gamma_n} N_n. \quad (5.59)$$

Имея данные характеристики механических свойств моделируемых пород, выражающихся в некоторых численных значениях N_n , логично для заданного масштаба $\frac{L}{l}$ и заданного отношения $\frac{\gamma_m}{\gamma_n}$ подсчи-

тать численные значения соответствующих характеристик механических свойств материала модели, которые необходимы для обеспечения подобия модели и природы.

При подборе материалов-эквивалентов для сыпучих и пластичных пород в качестве определяющих характеристик прочности пользуются совокупностью значений – C и $tg\varphi$:

$$C_m = \frac{L}{l} \frac{\gamma_m}{\gamma_n} C_n,$$

$$tg\varphi_m = tg\varphi_n. \quad (5.60)$$

Для подобия процессов упругих деформаций должны быть соблюдены равенства:

$$E_m = \frac{L}{l} \frac{\gamma_m}{\gamma_n} E_n, \quad \mu_m = \mu_n. \quad (5.61)$$

Одним из преимуществ метода является возможность измерения показателей, отражающих НДС массива в интересующих областях, которые в натуральных условиях осуществить практически невозможно ввиду труднодоступности участка массива.

При условии удовлетворения всех критериев подобия для эквивалентных материалов и обеспечения геометрического подобия природы и модели, совпадение механических процессов может быть обеспечено при подобии граничных условий. В принципе модель достаточно полно отражает НДС массива в натуре. Соблюдение же граничных условий по торцам модели не представляется возможным, однако в силу известного принципа Сен-Венана можно утверждать, что роль торцов становится заведомо малой на расстояниях от них, равных толщине модели. Поэтому при обработке моделей замеры величин смещений кровли и давления на крепь являются достоверными только в ее средней части.

Лабораторный подбор и испытания эквивалентного материала для изготовления моделей направлены в сторону изыскания удобно обрабатываемых смесей, которые не обладали бы длительными сроками схватывания и твердения, а по своим физико-механическим свойствам обеспечивали подобие с горными породами. При этом безразмерные константы-коэффициенты Пуассона и углы внутреннего трения должны численно совпадать, как в эквивалентном материале, так и в горных породах.

По природе связывающих веществ, применяемые в настоящее время эквивалентные материалы разделяются на следующие четыре группы:

1) на основе углеводородов нефтяного происхождения (вазелин, парафин, масла) – обладают пластичными и упругопластичными свойствами;

2) на основе неорганических гидравлических связующих (цемент, гипс, жидкое стекло, тиосульфат натрия) – обладают хрупким характером разрушений, а при добавлении в состав глины приобретают пластичные свойства;

3) на основе синтетических полимеров (эпоксидная, нарбалидная, кремний-органическая и другие смолы) – обладают упругопластичными и хрупкими свойствами;

4) на основе смол естественного происхождения (пек, канифоль и др.) – обладают свойствами хрупких материалов.

При подборе эквивалентных материалов с конкретными свойствами используют различные модификаторы, присадки и инертные заполнители. В качестве последних применяются мелкие кварцевые пески и мелкодисперсные материалы (цемент, мел, инертная пыль, порошки солей металла и др.). Подобрав и уточнив рецептуры эквивалентных материалов для всей моделирующей толщи, приступают к следующему этапу – изготовлению самой модели.

Модели изготавливают непосредственно на испытательных стендах, представляющих собой жесткие рамные металлические конструкции. Для изготовления и испытания плоских моделей, выполненных в разрезе по простиранию перпендикулярно к плоскостям напластования, слоистости или полосатости моделируемой толщи, применяют стенды соответствующей конструкции.

Для объемных моделей используются трехмерные поворотные стенды.

В зависимости от решаемых задач, моделирование ведут в различных геометрических масштабах: мелких (от 1:400 до 1:000) или крупных (от 1:60 до 1:10). Толщи слабых пород моделируют в крупных масштабах.

Разделение толщи пород в модели на отдельные слои обеспечивают путем присыпки поверхности каждого слоя крупной молотой слюдой, трещиноватость или кливаж воспроизводят насечкой свежеприготовленных слоев до отвердения или схватывания материалов.

При изготовлении плоских моделей вместо опалубки используют прозрачные ограждающие стенки, стационарно закрепляемые на весь период испытания модели. Для этих целей применяются листовые закаленные стекла, укрепляемые на стыках швеллерами, которые обеспечивают необходимую жесткость прозрачного бокового ограждения.

После изготовления и набора эквивалентным материалом прочности (или его остывания), на поверхность моделируемого массива наносится мерная сетка, в намеченных слоях устанавливают мерки и датчики для регистрации полей напряжений, деформаций и смещений в период испытания, а также выполняются полости, имитирующие горные выработки, в которые встраиваются приборы, воспроизводящие работу крепи.

Напряженное состояние и деформацию элементов модели определяют также с помощью спаренных микроскопов, жестко соединенных между собой, и позволяющих определять с высокой точностью смещения двух точек относительно друг друга. База измерений в моделях с помощью указанных выше приборов составляет 40–50 мм, а относительная погрешность $(1-2)10^{-4}$, т. е. на порядок ниже, чем при измерениях в натуре.

Для определения сдвижения точек модели в процессе ее испытания применяется метод фотофиксации – периодическое фотографирование

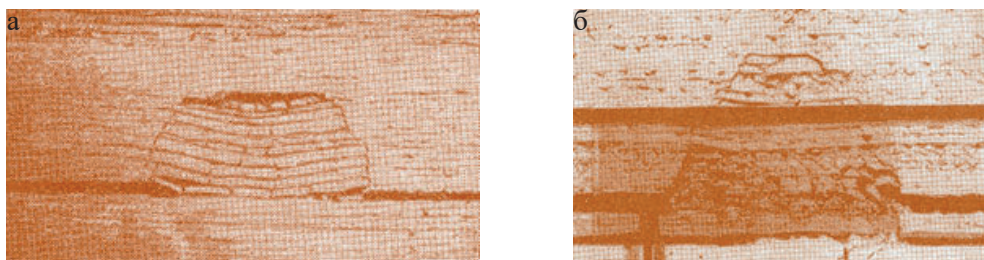


Рисунок 5.12 – Характер обрушения слоистого (а) и неслоистого трещиноватого (б) массива на модели из эквивалентных материалов

боковой поверхности модели с установленными в ней марками, и последующие измерения смещений марок на фотоснимках, осуществляемые на компараторе. Метод фотофиксации позволяет быстро и одновременно регистрировать смещение всех точек модели. Однако учитывая масштаб моделирования, точность метода фотофиксации оказывается обычно ниже точности определения смещений соответствующих точек при измерениях непосредственно в натуральных условиях. В связи с этим, установка на боковой поверхности модели блочных тензометров позволяет повысить точность определения смещений в 20 раз. При масштабе фотоснимка 1:10 м, геометрическом масштабе модели 1:100, значение сдвижения точек в пересчете на натуру могут быть определены в этом случае с точностью до 1 мм. Такую же точность определения смещений обеспечивают зеркальные и оптические тензометры, при этом смещение рэперов в увеличенном виде фиксируют на экране.

Для воспроизведения работы крепей применяют приборы пьезометрического и рычажного типов – для моделей мелких масштабов, рычажно-маятникового и гидравлического типов – для моделей крупных масштабов.

Завершающим этапом моделирования является собственно испытание модели, т. е. воспроизведение в определенном масштабе времени процесса изменений полей напряжений, деформаций и смещений с разрывом сплошности при разработке. Исходя из конкретной задачи, при испытании модели более подробно изучают распределение напряжений в массиве вокруг забоя выработки, либо развитие деформаций и смещений толщи пород и земной поверхности, либо развитие деформаций, разрушений и смещений пород в призабойном пространстве и взаимодействие пород с крепью и т. д.

На рисунке 5.12 показаны виды некоторых моделей из эквивалентного материала с различными вариантами решаемых задач.

По окончании испытаний модели обычно из ее части, не подвергнутой деформациям при испытаниях, вырезают образцы материалов-эквивалентов для проведения контрольного определения их свойств.

Обработка результатов исследований производится путем построения функциональных зависимостей изучаемых параметров от изменения горно-геологических и горнотехнических условий. Они представляются

в виде относительных показателей, при этом полученные зависимости должны сопоставляться с результатами натуральных исследований. Для построения прогнозных зависимостей серии опытов планируют так, чтобы максимально охватить все необходимые условия и получить надежные результаты, для этого используют современные научные методы планирования экспериментов.

Моделирование из эквивалентных материалов позволяет с большой степенью детальности проследить механизмы процессов, происходящих в толще породы при движении забоя выработки, особенно процессов деформирования пород с разрывом сплошности, что обычно исключено при других методах моделирования.

5.5.5 Поляризационно-оптический метод

Поляризационно-оптический метод или просто оптический метод моделирования позволяет устанавливать распределение и значения напряжений в породных массивах и элементах сооружений любой конфигурации, когда деформации происходят без разрыва сплошности.

Еще в 1816 г. Д. Брюстер обнаружил, что если кусок стекла, находящийся в напряженном состоянии, осветить поляризационным светом, то на этом стекле будут видны окрашенные в яркие цвета фигуры. Эти цвета, как было установлено, зависят от величины действующих напряжений. Д. Брюстер предложил воспользоваться наблюдаемым эффектом для определения напряжений в телах сложной конфигурации при помощи изготавливаемых из стекла моделей, которые должны исследоваться в поляризационном свете при различных условиях нагружения.

Позже была установлена зависимость оптических эффектов и величины разности, действующих в некоторой точке тела главных нормальных напряжений. Было замечено, что изменение толщины плоской модели пропорционально сумме главных нормальных напряжений, действующих в этой же точке. Практическое применение оптический метод исследования напряжения получил только в 1901 г., когда в качестве материала для моделей стали применять целлулоид и была разработана техника измерения напряжений.

Таким образом, оптический метод основан на свойстве большинства прозрачных изотропных материалов (целлулоид, бакелит, фенолит и др.), называемых оптически-чувствительными, при приложении механических нагрузок приобретать оптическую анизотропию и проявлять способность двойного лучепреломления. Последнее заключается в том, что луч света, проходя через прозрачную кристаллическую среду, разделяется на две взаимно-перпендикулярные плоско-поляризованные составляющие, которые распространяются внутри среды с различной скоростью.

Впервые этот метод был применен Ф. Левинсоном-Лессингом и А. Зайцевым при исследовании влияния формы сечений туннелей на

характер распределения напряжений. Проведенные опыты показали, что наибольшие сжимающие напряжения (при одноосном начальном напряженном состоянии) возникают по боковым сторонам отверстия. Они достигают примерно тройного значения по отношению к сжимающему напряжению в ненарушенном массиве; наименьшие напряжения возникают при овальном и подковообразном сечении, вытянутых в направлении действующих сил.

Оптически-чувствительные материалы, применяемые для изготовления моделей, должны обладать высокой прозрачностью, оптической и механической изотропностью, стабильными оптико-механическими характеристиками и необходимой прочностью. Вместе с тем, они должны хорошо обрабатываться и проявлять достаточно малые краевые эффекты, связанные с проявлением оптической разности хода на контуре внутренних напряжений.

Производство новых полимерных материалов с разнообразными оптико-механическими свойствами открыло широкие возможности в подборе материалов для оптического моделирования. В частности, для задач геомеханики весьма удобно применять органические стекла и эпоксидные смолы. В пластинках из указанных материалов в принятом масштабе вырезают контуры изучаемых выработок, вокруг которых исследуется распределение напряжений при различных схемах нагружения пластинок по контуру растягивающими или сжимающими силами.

Линейную разность хода Γ и направления главных напряжений определяют при просвечивании плоской модели в полярископе (рисунок 5.13). Луч света от источника 1, пройдя через поляризатор 2, плоскополяризуется. Поляризованный свет, пройдя через напряженную модель 3, претерпевает двойное преломление, которое различно в разных точках модели в зависимости от значений и направлений главных напряжений в этих точках.

Далее оба луча, образовавшиеся в рассматриваемой точке модели, проходят через анализатор 4, и при этом приводятся в одну плоскость. Прошедшие через анализатор плоско поляризованные лучи интерферируют при определенной оптической разности хода, которая пропорциональна разности главных напряжений в соответствующей точке модели.

Если источник 1 в полярископе излучает белый свет, то модель и анализатор после прохождения лучей света через поляризатор получают на экране 5 изображение, окрашенное в различные цвета светового спектра. При этом цветная полоса представляет собой геометрическое место точек с одинаковой оптической разностью хода Γ_n , следовательно, с одной и той же разностью главных нормальных напряжений $\sigma_1 - \sigma_2$, полуразность которых представляет собой максимальное касательное напряжение:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}. \quad (5.62)$$

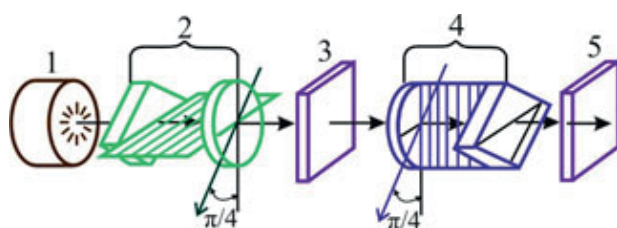


Рисунок 5.13 – Принципиальная схема оптико-поляризационной установки: 1 – коробка с матовым стеклом; 2 – поляризатор; 3 – испытываемая модель; 4 – анализатор; 5 – экран

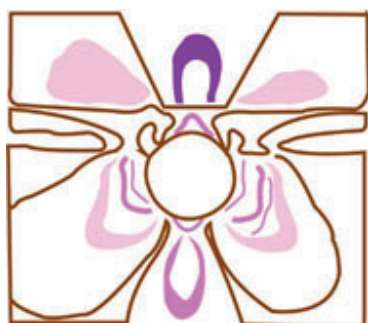


Рисунок 5.14 – Линии равных максимальных касательных напряжений

Таким образом, цветные полосы на экране полярископа представляют собой линии равных максимальных касательных напряжений исследуемой модели. Эти линии называют изохромами. Картину изохром, получаемую в поле анализатора, можно визуально наблюдать и фотографировать (рисунок 5.14). В некоторых точках исследуемой модели плоскость колебания луча совпадает с направлением какого-либо из главных нормальных напряжений. В таких точках двойного лучепреломления не происходит, если плоскости поляризации поляризатора и анализатора взаимно перпендикулярны, т. е. скрещены, т. е. лучи в указанных выше точках модели через анализатор не проходят. В результате на экране появляются черные линии, пересекающие цветную картину изохром. Эти линии представляют собой геометрические места точек, в которых направления главных нормальных напряжений параллельны между собой. Такие линии называют изоклинами. Поворачивая скрещенные поляризатор и анализатор на различные углы, получают систему изоклин, позволяющую определить направления главных нормальных напряжений в любой точке модели. По изоклинам строят траектории главных напряжений, называемых изостатами. При просвечивании напряжений модели темные пятна образуются также в точках, свободных от напряжений, и в точках, где главные напряжения равны между собой. Эти точки называют изотропными или особыми. Особые точки определяют структуру изохром и изоклин и поэтому имеют большое значение при исследовании распределения напряжений в модели.

Если требуется исключить появление на экране изоклин, то вместо плоской поляризации света используют круговую. Для этого в полярископе конструктивно предусмотрены пластинки из слюды такого же диаметра, как и у поляроидов. Одну из них вводят в оптическую систему позади поляризатора (относительно источника света), другую – впереди анализатора. Для света, поляризованного по кругу, все направления в модели, на которую он падает, равноценны, поэтому по изостатическим направлениям луч не погаснет.

Кроме белого света, при исследовании распределения напряжений в модели используется также монохроматический свет с определённой длиной волны, что значительно облегчает количественный анализ напряжений в различных точках модели. Для этого применяют натриевые или ртутные лампы со светофильтрами. Обычно выделяют зеленую линию светового спектра с длиной волны $\lambda = 545$ мкм. Если напряженную модель просвечивать монохроматическим светом, то на экране вместо цветной картины изохром получается чередующийся ряд темных и цветных полос (рисунок 5.14), причем в тех точках, где разность хода равна четному числу полуволен (т. е. целому числу волн), происходит погасание света, и образуются темные полосы. В тех же точках, где разность хода равна нечетному числу полуволен, проходящий свет достигает наибольшей интенсивности, и наблюдаются светлые полосы.

Подсчитав число полос, которые прошли через исследуемую точку модели при ее нагружении, либо число полос от нагружений точки, легко определить оптическую разность хода, а по ней – максимальное касательное напряжение в этой точке. Однако в соответствии с выражением основного закона фотоупругости для этого необходимо знать оптический коэффициент напряжений C , который является показателем относительной чувствительности оптически-чувствительных материалов. Коэффициент C устанавливают путем испытания контрольных образцов в режимах растяжения, сжатия или чистого изгиба. Он имеет размерность, обратную размерности напряжения; обычно его выражают в брьюстерах, причем $1 \cdot \frac{10^{-7} \text{ см}^2}{\text{кгс}} = 0,98$ брьюстера.

Имея данные о коэффициенте C , определяют оптическую разность хода Γ и далее переходят к величинам $\sigma_1 - \sigma_2$ и τ_{max} . Для этого применяют различные способы. Один из них – способ полос – в общих чертах описан выше. Этот способ применяют для моделей из материалов с высокой оптической чувствительностью. Он довольно прост и обеспечивает точность, достаточную для практических целей. Другим является способ сопоставления цветов по цветной картине изохром, получаемой при просвечивании модели белым светом. Для определения по картине изохром значения оптической разности хода Γ используют шкалу цветов или таблицу цветов Ньютона. Определив цвет и порядок изохром

в данной точке модели, и установив по таблице соответствующую разность хода, вычисляют значение $\sigma_1 - \sigma_2$ по формуле:

$$\Gamma = Cd(\sigma_1 - \sigma_2), \quad (5.63)$$

где d – толщина пластинки.

Соотношение (5.63) представляет собой основной закон фотоупругости (закон Вертгейна), выражающий количественную связь между оптическим эффектом и разностью главных напряжений ($\sigma_1 - \sigma_2$).

Данный способ менее точен, чем предыдущий, так как включает в себя цветовую ошибку индивидуального наблюдателя. Более точным является способ компенсации, предусматривающий использование специального прибора – компенсатора. Принцип этого способа состоит в том, что на разность хода лучей, создаваемую моделью, компенсатором накладывается разность хода, равная по значению, но обратная по знаку. Результирующая разность хода оказывается нулевой, т. е. при скрещенных поляроидах в исследуемой точке модели происходит затемнение.

Однако конечной задачей является раздельное получение значения главных напряжений в каждой точке модели. Способ разделения главных напряжений основан на использовании дифференциальных уравнений равновесия с привлечением при определении картин изохром и изостат. Особо следует отметить способ разделения напряжений с использованием линий сумм главных напряжений – изопахин, которые могут быть получены различными методами с помощью эффекта полос, лазерным или голографическим интерферометрами.

При решении задач, которые могут быть сведены к плоским, применяют объемные модели. Для нахождения напряжений в какой-либо внутренней области объемной модели выделяют эту область так, чтобы по пути прохождения светового луча напряженное состояние практически не менялось. Основные способы решения объемных задач: а) способ, основанный на использовании свойств оптически чувствительных материалов моделей фиксировать (замораживать) оптический эффект; б) способ рассеянного света; в) способ оптически-чувствительных клеек.

Наибольшее распространение получил первый способ – «замораживание» с последующей распиловкой объемной модели на тонкие срезы толщиной 1–3 мм. Он основан на открытом Г. Оппелем в 1936 г. эффекте сохранения картины полос некоторыми оптически-чувствительными материалами, обусловленном особенностями их двухфазной молекулярной структуры. Сначала модель нагружают при повышенной температуре, затем, не убирая нагрузки, постепенно охлаждают до комнатной. При снятии нагрузки деформации, полученные при повышенной температуре, остаются, и соответствующее им двойное лучепреломление также сохраняется. Температура «замораживания» различных оптически-чувствительных материалов колеблется в пределах 80–150.

В последние годы метод фотоупругости все шире применяют и для решения динамических задач. При этом возникающие в моделях интерференционные картины дают возможность безинерционно исследовать распространение волн напряжений на всех стадиях динамического процесса. Поляризационно-оптические исследования динамических явлений связаны с особенностями моделирования, техникой регистрации быстропротекающих процессов, определением зависимости между механическими и оптическими величинами и выбором методов напряжений. В частности, для применяемых материалов необходимо оценивать влияние вязкоупругих свойств с точки зрения погрешности в определении напряжений и деформаций. Для регистрации интерференционных картин применяют высокоскоростные камеры, в качестве источников света обычно используют газоразрядные импульсные лампы. Моделирование динамических нагрузок осуществляют с помощью копиров различных напряжений. Одновременно с регистрацией картин полос производят запись деформаций в модели с помощью тензометрических (муар, голография, сетки) методов.

Другое направление связано с использованием метода при изучении деформирования пород в условиях появления неупругих деформаций, в частности, деформаций пластичности и ползучести. В этом случае речь идет об эффекте фотопластичности и фотоползучести применяемых оптически чувствительных материалов. При моделировании динамических процессов, а также напряженного состояния объектов с учетом деформаций пластичности и ползучести, в отличие от статических задач, необходимо добиваться соответствия реологических свойств природы и материалов модели.

Таким образом, оптическое моделирование позволяет получить весьма наглядное представление о поле напряжений в породном массиве вокруг выработок любой конфигурации. Поэтому даже получение качественной картины распределения напряжений иногда позволяет сделать важные заключения и выводы, выделить наиболее и наименее напряженные участки породного массива.

5.6 Методы исследования геомеханических процессов в натуральных условиях

5.6.1 Методы изучения породного массива по поведению полезного ископаемого и породы в процессе проведения выработок

Оценка напряженного состояния пород по визуальным наблюдениям за нарушением выработок. Расположение участков разрушений на контуре выработки предопределяется напряжениями, действующими в породном массиве. Это позволяет по данным визуальных наблюдений в выработках и скважинах приблизительно оценить величину

и направление действия главных напряжений, а также изменчивость поля напряжений в пределах изучаемого участка.

Рассматриваемый метод применим в тех случаях, когда напряжения в массиве достаточно высоки и способны вызвать разрушения пород.

Определение напряжений на контуре выработок. Отличительной особенностью этого метода является то, что для его использования необходима специальная аппаратура, однако он позволяет в короткий срок оценить напряженное состояние пород на большой площади, в пределах которой имеются выработки. Чем больше выработок охвачено наблюдениями, тем более надежной получается оценка.

Приблизительно величина напряжений оценивается по известным значениям предела прочности на одноосное сжатие. Метод позволяет получить достаточно удовлетворительные результаты для пород, отвечающих преимущественно упругому закону деформирования.

С помощью данного метода можно решать следующие задачи:

- оценить структуру поля напряжений массива пород, вскрытого выработками;
- ориентировочно определить величину и направление действия наибольших напряжений в нетронутом породном массиве;
- качественно сравнить степень напряженности отдельных конструктивных элементов системы разработки.

Визуальную оценку напряжений выполняют следующим образом. Вначале проводят визуальные обследования всех доступных выработок, расположенных в пределах массива, в котором выполняется оценка напряжений. Обследуют незакрепленные горизонтальные, вертикальные и наклонные выработки, различно ориентированные в пространстве. При этом фиксируют места разрушения пород на контуре выработки. Дополнительно фиксируют участки разрушений контура различных скважин. Полезно выяснить особенности проявления горного давления в момент проходки, поскольку при недостаточно высоких напряжениях разрушения пород могли происходить лишь в первый момент проходки, а в последующем они прекращаются. При описании обследуемого участка выработки следует обращать внимание на ее контур: уменьшается или увеличивается сечение выработки в результате разрушения (последнее свидетельствует о преимущественно упругом деформировании пород), насколько параллельны отслаиваемые плитки контуру выработки и как согласуются поверхности отслоений с естественными поверхностями ослаблений (трещинами, слоистостью и т. п.).

Отмеченные места разрушений наносят на планы горных работ. Данные классифицируют с учетом интенсивности разрушений и положения участков разрушений на контуре выработок.

Направление действия наибольшего главного напряжения в породном массиве определяют на основании положения о том, что разрушение

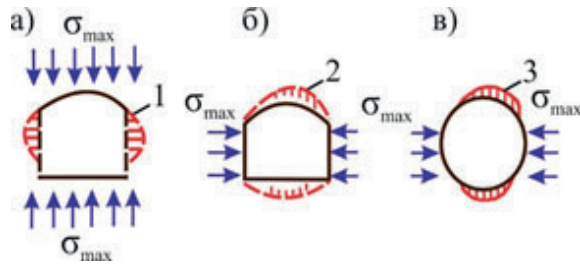


Рисунок 5.15 – Расположение участков разрушения пород в выработках в зависимости от ориентировки максимальных сжимающих напряжений σ_{max} : а – в стенках выработки 1; б – в кровле и почве выработки 2; в – в стенках вертикальной выработки 3

пород на контуре выработки в поле сжимающих напряжений происходит лишь в тех частях контура, где действуют наибольшие сжимающие напряжения, достигающие предельных значений. При этом известно, что участки разрушения пород на контуре выработки всегда параллельны направлению действия наибольших сжимающих напряжений (рисунок 5.15).

С учётом этого факта статистически анализируется пространственная ориентировка участков разрушения пород на контуре выработки и устанавливается направление действия наибольшего главного сжимающего напряжения.

По разрушению пород на контуре выработки можно приблизительно оценить величину напряжений, действующих и на контуре выработки, и в массиве пород. Напряжения на контуре выработки:

$$\sigma = \sigma_{сж} , \quad (5.64)$$

где $\sigma_{сж}$ – предел прочности пород на одноосное сжатие.

Для определения напряжений в массиве пород необходимо в величины напряжений, найденные на контуре выработки, ввести коэффициенты, учитывающие их концентрацию. Многочисленные натурные измерения показывают, что значения максимальных напряжений в массиве в рассматриваемом случае составляют:

$$\sigma_{max} = 0,5\sigma_{сж} . \quad (5.65)$$

Определение напряжений по толщине дисков керна. При выбуривании в напряженном массиве хрупких пород керна, последний разрушается на диски выпукло-вогнутой формы различной толщины. Толщина дисков зависит от прочности пород, диаметра керна и величины напряжений в массиве.

По толщине дисков керна можно определить значения величин максимальных сжимающих напряжений в массиве пород.

Например, для условий Таштагольского железорудного месторождения (Горная Шория) экспериментально в натуральных условиях

установлена зависимость между максимальными сжимающими напряжениями σ_t и толщиной дисков керна t мм для пород с пределом прочности на одноосное сжатие 80–120 МПа, которая имеет вид:

$$\sigma_t = 185t^{-1} \text{ при } 12 \leq t \leq 60. \quad (5.66)$$

Корреляционное отношение равно 0,9.

Зависимость толщины дисков керна t (мм) от их диаметра d при одинаковом уровне напряжений выражается в виде

$$t_d = 1,6d - 8. \quad (5.67)$$

Коэффициент корреляции равен 0,7.

Оценка напряжений по выходу буровой мелочи. Бурение скважин в напряженных участках массива пород, т. е. когда напряжение превышает предел прочности на одноосное сжатие в 1,7–3,5 раза, керн при бурении разделяется уже не на диски, а на тонкие чешуйки и наблюдается повышенный выход буровой мелочи. В этих условиях значение максимального напряжения в массиве может быть ориентировочно определено по формуле:

$$\sigma_{max} = (4V_1V_2^{-1} - 2,3)\sigma_{сж}, \text{ при } 1 < V_1V_2^{-1} < 1,3, \quad (5.68)$$

где V_1 – фактический выход буровой мелочи; V_2 – номинальный выход буровой мелочи; $\sigma_{сж}$ – предел прочности на одноосное сжатие.

5.6.2 Определение напряжений в породном массиве по конвергенции выработки

Рассматриваемый метод приближенной количественной оценки напряжённого состояния массива пород за зоной влияния выработки основан на принципе возмущения напряженного состояния массива пород при проходке выработки.

Подготовку и выполнение измерений в период технологического цикла осуществляют следующим образом.

В непосредственной близости от забоя выработки по заданной схеме выбуривают шпуров. Путем ультразвукового каротажа шпуров определяют глубину зоны наведенной (технологией проходки) трещиноватости. По скоростям ультразвуковых волн оценивают модуль упругости и коэффициент Пуассона пород.

В шпурах непосредственно за зоной трещиноватости закрепляют реперы. Для предохранения от повреждений в процессе проходки выработки реперы несколько заглубляют в шпуров.

Получение первичной информации о перемещениях возможно в двух вариантах.

В первом – одну серию шпуров (розетку) устанавливают у забоя выработки и осуществляют измерения на каждом шаге подвигания забоя до тех пор, пока реперы не окажутся за зоной влияния выработки.

Суммы приращений перемещений, зафиксированных на каждом шаге, служат исходной информацией для расчета напряжений. Вариант применим в массивах крепких горных пород в условиях малой скорости релаксации.

Во втором случае, когда перемещения происходят еще и во времени, для выделения и регистрации мгновенно упругих смещений на участке, где ощутимо влияние забоя выработки, оборудуются несколько розеток с интервалом, равным шагу подвигания забоя l за технологический цикл. Считая зону влияния порядка $4a$, количество розеток будет не более $n = 4a/l$.

Искомые значения упругих смещений получают как суммы смещений, измеренных по всем розеткам сразу после ухода забоя на расстояние l .

Результаты измерений интерпретируются с использованием решения упругой задачи для круговой выработки в условиях объемного напряженного состояния:

$$U_n = \frac{1+\mu}{E} \times \left[\left(\frac{1-\mu}{1+\mu} \cdot \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} - \frac{\mu}{1+\mu} \sigma_x \right) r + \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \cdot \frac{a^2}{r} + \left\{ r - \frac{a^4}{r^5} + 4(1-\mu) \frac{a^2}{4} \right\} \left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \cos 2\theta + \tau_{yz} \sin 2\theta \right) \right], \quad (5.69)$$

где U_n – полные радиальные перемещения контура выработки под действием внешней нагрузки; E – модуль упругости и коэффициент Пуассона; a – радиус выработки; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}$ – компоненты тензора напряжений в нетронутом массиве; r, θ – полярные координаты в плоскости поперечного сечения (рисунок 5.16).

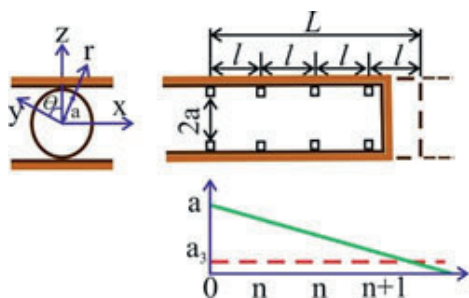


Рисунок 5.16 – Схема к определению компонент векторов перемещения

Принимая $\tau_{yz} = 0$, и записывая (1) для дополнительных перемещений (вызванных образованием выработки) при $r = a$, $\theta_1 = 0$ и $\theta_2 = \frac{\pi}{2}$

, получаем систему двух линейных уравнений на σ_y, σ_z :

$$\frac{EU_z}{a(1+\mu)} = 2(1-\mu)\sigma_y - (1-2\mu)\sigma_z; \quad (5.70)$$

$$\frac{EU_s}{a(1+\mu)} = -(1-2\mu)\sigma_y + 2(1-\mu)\sigma_z, \quad (5.71)$$

решение которой имеет вид:

$$\sigma_{y,z} = \frac{E}{a(1+\mu)(3-4\mu)} [2(1-\mu)U_{z,s} + (1-2\mu)U_{s,z}]. \quad (5.72)$$

Величина перемещений контура выработки в вертикальном U_s и горизонтальном U_z направлении представляет собой суммы измеренных упругих перемещений U_n по описанной выше схеме, и перемещений U_s , реализованных в плоскости забоя до установки реперов:

$$U_s = U_{us} + U_{zs} \quad U_z = U_{uz} + U_{zs}. \quad (5.73)$$

Согласно (5.73) в плоскости забоя перемещения U_s составляют 30–40 % от измеренных. Тогда, приближенно, можно принять:

$$U_s = \frac{4}{3}U_{us}; \quad U_z = \frac{4}{3}U_{uz}.$$

Наиболее подходящие условия для применения этого метода имеются в выработках комбайновой проходки.

Конечная величина смещений породного контура сечения выработки складывается из двух составляющих: 1) обусловленной упругим деформированием пород в упругой зоне влияния выработки вследствие изменения напряжений в породах и 2) обусловленной расширением (разрыхлением) пород в предельной зоне, окружающей выработку:

$$u = u_1 + u_2. \quad (5.74)$$

Для выработок круглого сечения, пройденных в однородных породах, смещение контура на границе упругой и предельной зон определяется по формулам ползучести:

$$U_L = \alpha \frac{1+\mu}{E} (H\gamma - \sigma_{r_L}) R_L, \quad (5.75)$$

где α – коэффициент, характеризующий изменение модуля упругости за счет линейной ползучести пород в упругой зоне, по которому определяется составляющая u_1 смещений контура выработки:

$$u_1 = \frac{R_L}{R_0} u_L, \quad (5.76)$$

где R_L – радиус предельной зоны; R_0 – радиус выработки; σ_{R_L} – величина радиального напряжения в предельной зоне.

Вторая составляющая смещений контура сечения выработки за счет разрыхления пород в зоне предельного состояния определяется по формуле:

$$u_2 = \frac{(R_L^2 - R_0^2) \cdot \Delta K_{cp}}{2R_0}; \Delta K_{cp} = K_{cp} - 1, \quad (5.77)$$

где K_{cp} – средний коэффициент разрыхления пород в предельной зоне.

Ориентировочно коэффициент K_{cp} можно определить исходя из следующих соображений: по предварительным данным, на контуре незакрепленной выработки максимальный коэффициент разрыхления достигает 1,18; при наличии крепи коэффициент разрыхления на контуре уменьшается:

$$K_{cp} = 1,16 - 0,08 \frac{P}{100}, \Delta K_p = K_p - 1. \quad (5.78)$$

С удалением от породного контура, вследствие увеличения σ_r , коэффициент разрыхления убывает.

Приближенно для ориентировочных расчетов величину ΔK_{cp} можно определить по формуле:

$$\Delta K_{cp} = \Delta K_p \frac{2}{3} \left(\frac{R_0}{R_L} \right)^2. \quad (5.79)$$

5.6.3 Изучение проявлений горного давления с помощью реперов

Использование реперов в качестве средства для инструментальных исследований массива позволяет вести наблюдения за характером смещения, расслоения и деформирования породного массива вокруг выработки, за характером деформирования пород, угля и руды в зонах опорного давления и в зонах разгрузки, за проявлением горного давления.

Для одновременной регистрации абсолютных и относительных деформаций пород, глубины расслоения породных толщ, выявления зоны сдвига пород и других параметров горного давления целесообразно использовать многореперные системы в скважине.

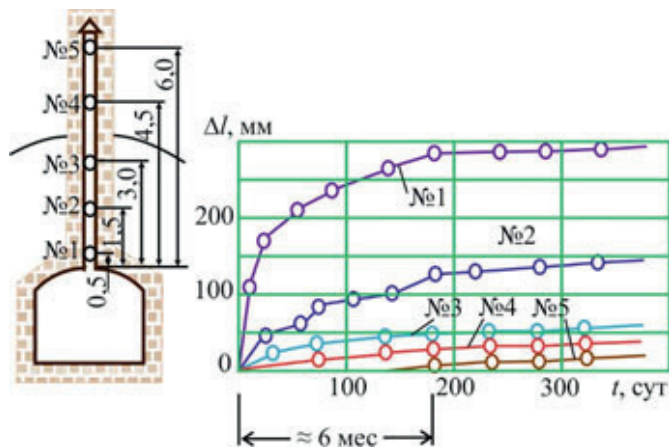


Рисунок 5.17 – Схема установки репера в выработке (а) и диаграмма замеров смещении пород (б)

В зависимости от задач измерений и глубины установки в скважинах, различают контурные реперы (глубина до 1–3 м) и глубинные (более 3 м).

Реперное устройство включает: опорный репер, закреплённый в забое скважины; соединительную тягу; замковое устройство; компаратор для подключения и регистрации датчиков; регистратор.

При использовании реперов из выработки бурится серия шпуров (скважин), в каждый из которых устанавливаются комплекты глубинных реперов. В комплект входит от двух до четырех–шести реперов. Вывод от каждого репера в горную выработку может быть гибким (провода) или жёстким (стержень, трубки). Расстояние между соседними реперами вдоль скважины составляет 10–15 диаметров скважины. Проволоки (стержни) от нижних реперов проходят через все реперы, расположенные ближе к устью шпура (скважины). Реперы закрепляются в шпурах (скважинах) с помощью клиновых распорных устройств или путем цементирования. Заклинивающие устройства устанавливаются в шпуре на разной глубине, причем репер с наиболее длинным выводом устанавливается на такую глубину, где не ожидается перемещение. По нижнему реперу (на глубине 0,5–1 м) регистрируют перемещения контура выработки. Пример установки реперов в шпуре и результаты замеров смещений пород приведены на рисунке 5.17.

В зависимости от горно-геологических условий, смещение кровли в окрестности выработок происходит в виде расслоения и последующего послойного сдвижения, ступенчатого опускания блоков по пересекающим слою трещинам, а также плавного опускания без видимых разрывов сплошности.

При опускании кровли только вдоль оси скважины и без расслоений, измеренные величины опускания реперов равны фактическим:

$$\begin{cases} \Delta l_1 = \Delta l_{1\phi} \\ \Delta l_2 = \Delta l_{2\phi} \end{cases}, \quad (5.80)$$

где Δl_1 и Δl_2 – перемещение проволоки (штанги) соответствующего репера, закрепленного на выходе из скважины; $\Delta l_{1\phi}$ и $\Delta l_{2\phi}$ – перемещения соответствующих реперов, установленных в разных слоях массива.

Изменение расстояния между реперами в этом случае:

$$\Delta L = \Delta l_1 - \Delta l_2. \quad (5.81)$$

При этом различают три случая: $\Delta L > 0$ – нижний слой опускается быстрее верхнего; $\Delta L = 0$ – слои опускаются с одинаковой скоростью; $\Delta L < 0$ – верхний слой опускается быстрее нижнего. До начала наблюдений между слоями было расслоение.

При совмещении двух видов опусканий кровли – нормального к плоскости наименования и смещения пород в плоскости напластования, будет вызывать отклонение проволоки (штанги) от оси скважины, вследствие чего проволока верхнего репера будет втягиваться в скважину.

Реперы различают по следующим признакам: по конструкции реперных устройств, способам передачи и регистрации данных о деформировании и перемещении массива, способам закрепления реперных устройств в скважине, по числу реперов, которые могут одновременно работать в скважине, по возможности измерения относительных или абсолютных величин деформаций и перемещений.

В практике горного дела используют реперы механического и электрического типов.

К реперам механического типа относят пробочные реперы, насаживаемые на металлический (или деревянный) клин, реперы с жесткими или гибкими выводами. Простейший тип глубинного репера представляет собой деревянную пробку, через которую пропускается стальная проволока. Пробка специальными досыльными трубами подается на заданную глубину. Расклинивание репера в скважине осуществляется путем упора в торец досыльной трубы и натяжения проходящей через нее проволоки.

Конструкция репера с концентрическими жесткими штоками, позволяющая закладывать в один шпур до четырех-пяти реперов, представляет собой металлический полый, усеченный контур 1, входящий в полую деревянную цилиндрическую пробку 3. С репером соединяется жесткий шток – отрезок тонкостенной трубы 2. Репер, помещенный у забоя скважины, соединен со штоком минимального диаметра. Последующие реперы, расположенные ближе к устью скважины, соединены со штоком и большим внутренним диаметром.

Глубинные реперы с жестким штоком дают возможность устанавливать отсчетные приборы непосредственно на штоках реперов

и получать данные о величинах деформаций участков породного массива, ограниченных смежными реперами. Если один из реперов помещается в зоне массива, где исключается возможность его перемещения, то он может служить исходной точкой измерения абсолютных величин сдвига реперов, заложенных ближе к устью скважины.

В зависимости от способа закрепления в скважине различают два типа реперов – съемные и глухие.

При применении глухих реперов крепление осуществляется или путем обжата реперного устройства скважиной в течение определенного времени, или с помощью скрепляющих контактных материалов (цемент, эпоксидный клей).

Крепление в съемных реперах имеет регулируемый пружинящий или шарнирный прижим. При применении пружинящего прижима используют резиновую прокладку в качестве контактного материала. Прокладка обеспечивает высокий коэффициент трения и демпфирует поперечные нагрузки, ослабляющие прижим крепления к стенкам скважины.

Условие надежного крепления репера в массиве, находящегося в зоне ведения горных работ, записывается в следующем виде:

$$F > (m_p + m_k) a, \quad (5.82)$$

где F – сила трения в месте крепления репера; m_p – масса репера; m_k – масса крепления; a – ускорение репера вдоль оси скважины, обусловленное динамическими нагрузками, возникающими в процессе взрывных работ.

Регистрация перемещений глубинных реперов механического типа осуществляется путем периодических измерений у устья скважины и с использованием дистанционных измерительных средств.

Измерения деформаций при размещении индикаторов часового типа на закреплённых относительно почвы выработки стойках, дают возможность исключить помехи, возникающие в результате динамического характера опускания кровли в лаве, а также определить абсолютные величины отжима угля, если величины поддувания почвы малы.

Для осуществления непрерывной записи деформаций используются механические многобарабанные самописцы. На каждый из барабанов самописцев намотаны струны, прикрепленные к проволокам реперов. Самописец автоматически включается при смещении любого из глубинных реперов.

Из дистанционных измерительных средств для регистрации перемещений применяются реостатные и струнные станции.

В реостатной станции при перемещении проволоки, идущей от репера, происходит изменение электрического сопротивления, по которому и производится отсчет. При этом применяются глубинные реперы с жесткими штоками в сочетании с реостатными датчиками, которые крепятся на трубках (штоках).

Реперы электрического типа позволяют преобразовать продольные деформации (вдоль оси скважины) в электрические сигналы непосредственно на месте заложения репера в скважине. Реперы этого типа относятся к деформометрам продольных деформаций. К ним предъявляются те же требования, что и к деформометрам для измерения поперечных деформаций скважины.

В качестве чувствительных элементов деформометров продольных деформаций используются струнные, реостатные, емкостные и индуктивные преобразователи (датчики).

Глава 6. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВОКРУГ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И УПРАВЛЕНИЕ ИМИ

6.1 Геомеханические процессы вокруг капитальных и подготовленных горных выработок

6.1.1 Геомеханические процессы допредельного деформирования

Геомеханические процессы в породных массивах – это процессы деформирования, перераспределения напряжений и разрушения. Сами геомеханические процессы в породных массивах обычно скрыты от наблюдателя. Предметом наблюдения являются так называемые проявления горного давления: смещения, обрушения, внезапные выбросы, горные удары, прорывы и др.

Геомеханические процессы и их проявления изучаются с целью оценки геомеханического состояния породных массивов и управления ими.

Геомеханическое состояние породных массивов – это совокупность показателей, характеризующих их деформируемость, прочность и устойчивость при определенном силовом воздействии, т. е. характеризующих уровень развития механических процессов деформирования, перераспределения напряжений и разрушений. Количественные проявления геомеханических процессов зависят не только от природных условий, но и от характера деятельности человека, а интенсивность проявления горного давления – в большой степени от способа и параметров ведения горных работ. Следовательно, технология ведения горных работ – первична, а поскольку технологические процессы вызывают деформации окружающих пород, то геомеханические процессы – вторичны.

Геомеханические процессы происходят в широком диапазоне горно-геологических условий в горно-капитальных, подготовительных и очистных выработках и имеют различные проявления. Поскольку первопричиной геомеханических процессов являются горные породы, то в зависимости от технологии ведения горных работ изменяется механическое состояние окружающих пород и поэтому, изменяя технологию или технологические параметры ведения работ, можно управлять геомеханическими процессами.

Тенденция к интенсификации производственных процессов на угольных шахтах, рудниках, рост мощности угледобывающих, горнорудных предприятий, ухудшение горно-геологических условий отработки месторождений требуют максимальной эффективности при

использовании новейшей техники и ресурсосберегающих технологий. А наиболее полное использование их невозможно без знания физических, геомеханических процессов, протекающих в породном массиве при ведении горных работ. В этих условиях значительно возрастает роль науки, призванной расширять и углублять исследования закономерностей проявления опасных явлений в породном массиве.

Геомеханические процессы в породных массивах призваны изучать и решать задачи управления горным давлением применительно к конкретным типам горных выработок: процессов деформирования, перераспределения напряжений и разрушения породного массива; возможности оценки и прогнозирования этих процессов; путей и способов управления состоянием породного массива; управления геодинамическими и газодинамическими явлениями.

Следует отметить, что нарушение породного массива выработками различного назначения (капитальные, подготовительные и очистные) изменяет характер естественных физических полей. Создаются искусственные аномалии гравитационного, механического и электрического полей.

Изменение полей проявляется в форме механических, тепловых, гидравлических и газодинамических процессов в нарушенном породном массиве.

Механические процессы и явления, вызванные нарушением напряженного состояния породного массива при проведении горных выработок, называются горным давлением.

Основные проявления горного давления в одиночных выработках: 1) деформации пород по контуру выработки; 2) перераспределение напряжений; 3) нагрузки на крепь, ее деформация и разрушение с завалом горных выработок.

Упрощенная схема развития напряжений вокруг горной выработки может быть представлена тремя фазами: I – упругие деформации, мгновенно возникающие при нарушении массива. В кровле в почве выработок возникают зоны разгрузки от сжимающих напряжений, а на прилегающих к выработке участках массива – зоны опорного давления. Это новые, более высокие сжимающие напряжения, возникшие в результате проведения горной выработки, и перераспределенные на нетронутые части породного массива. Фаза II – переход упругих деформаций в пластические за счет релаксации напряжений, деформации ползучести после образования вокруг выработки зоны пластических деформаций. Фаза III – появление разрывных деформаций, трещины, расслоения – потеря несущей способности пород и их обрушение в выработку. Во избежание завала выработки в ней устанавливают крепь.

Разделение геомеханических процессов в массивах на процессы деформирования и разрушения является условным. Как следует из полных диаграмм деформирования, процесс разрушения в горных породах

начинается на допредельной стадии и в полной мере проявляется на за-предельной стадии деформирования, практически определяя уровень наблюдаемых деформаций (явление дилатансии). С другой стороны, с ростом деформаций за пределом прочности, несущая способность горных пород уменьшается. Таким образом, процессы деформирования и разрушения органически связаны между собой: они протекают взаимно и количественно определяют друг друга.

Вместе с тем наблюдается качественное различие геомеханических процессов на допредельной и запредельной стадиях. На допредельной стадии определяющими являются процессы деформирования: с ростом деформаций напряжения увеличиваются до предельного уровня, при разгрузке большая часть деформации восстанавливается и разрыхление пород незначительное. На запредельной стадии определяющими являются процессы разрушения: с ростом деформаций напряжения уменьшаются до некоторого минимального уровня, при разгрузке большая часть деформаций не восстанавливается и разрыхление пород достигает значительных размеров.

Необходимо отметить, что изучение допредельного деформирования породных массивов, когда процессы разрушения еще не доступны для исследований, позволят оценить влияние большинства факторов, определяющих механическое состояние породных массивов на допредельной, а затем и на запредельной стадии деформирования. Методы изучения запредельного деформирования и разрушения довольно сложны и на сегодняшний день разработаны недостаточно. Таким образом, анализ факторов, влияющих на допредельное деформирование, позволяет в определенной степени прогнозировать закономерности запредельного деформирования и проявления горного давления.

Поэтому основная задача изучения допредельного деформирования – это качественный и количественный анализ его закономерностей от воздействия различных факторов. К определяющим факторам следует отнести:

- структурно-механические особенности породного массива (физическая и геометрическая анизотропия, искусственная неоднородность, естественное напряженное состояние);
- тип выработки (протяженная, камерная), форма ее поперечного сечения, влияние забоя выработки;
- закономерности поведения горных пород под нагрузкой (нелинейность деформирования, реологические процессы и др.).

Исследуем напряженно-деформированное состояние в результате допредельного деформирования породных массивов вокруг горных выработок с учетом перечисленных факторов, которое можно выполнить аналитическим методом.

Начнем с решения простейшей задачи, когда породный массив может быть представлен однородной изотропной линейно-деформируемой

геомеханической моделью, естественное напряженное состояние равнокомпонентное, а выработка имеет круговое поперечное сечение и рассматривается вариант протяженной, заглубленной выработки. Решение такой задачи примем за базовое, и в сравнении с ней будем производить оценку влияния различных факторов на напряженно-деформированное состояние породного массива.

При исследовании геомеханических процессов в окрестности горизонтальных заглубленных протяженных выработок кругового поперечного сечения, сооружаемых в однородном изотропном массиве с равнокомпонентным естественным напряженным состоянием, можно воспользоваться асимметричной задачей теории упругости. Если ось цилиндрической системы координат совместить с продольной осью выработки, то сечения породного массива нормальные к оси, будут находиться в состоянии плоской деформации. Иными словами, в этом случае можно рассматривать задачу в постановке плоской деформации с осевой симметрией.

Естественное напряженное состояние массива характеризуется следующими компонентами:

$$\sigma_z = \sigma_r = \sigma_\theta = q, \quad \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta r} = 0, \quad (6.1)$$

где q – учитывает влияние гравитационных сил и остальных факторов.

Соответствующая расчетная схема для определения дополнительных напряжений в массиве представлена на рисунке 6.1, а граничные условия имеют вид: $\sigma_z = p - q$, при $r=l$ (на контуре выработки),

$$\sigma_r = \sigma_\theta \rightarrow 0 \text{ при } r=\infty, \quad (6.2)$$

где p – реактивное сопротивление крепи.

Компоненты дополнительных напряжений, полученные из решения задачи, имеют вид:

$$\sigma_r = \frac{p-q}{r^2}; \quad \sigma_\theta = -\frac{p-q}{r^2}; \quad \sigma_z = 0; \quad \tau_{\kappa\alpha} = \tau_{\kappa\theta} = \tau_{\alpha\theta}. \quad (6.3)$$

Полные напряжения в породном массиве находим в результате суммирования естественных (6.1) и дополнительных (6.3) напряжений:

$$\sigma_r = q + \frac{p-q}{r^2}; \quad \sigma_\theta = q - \frac{p-q}{r^2}; \quad \sigma_z = q;$$

$$\tau_{\kappa\alpha} = \tau_{\kappa\theta} = \tau_{\alpha\theta} = 0. \quad (6.4)$$

Компоненты деформаций, которые по происхождению являются дополнительными, определим, используя дополнительные напряжения:

$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \frac{3q-p}{2Er^2}. \quad (6.5)$$

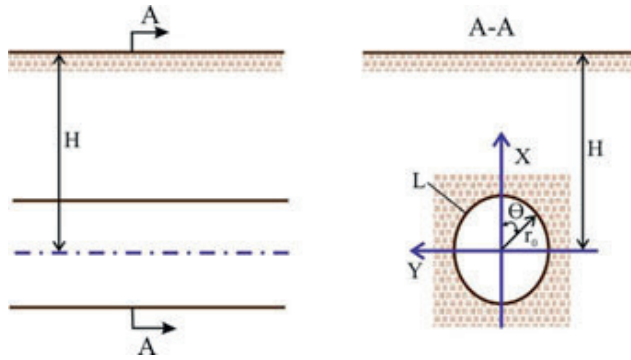


Рисунок 6.1 – Расчетная схема породного массива вокруг горизонтальной выработки при определении дополнительных напряжений

Соответствующие радиальные безразмерные смещения:

$$\mu = r\varepsilon_{\theta} = \frac{3}{2\varepsilon} \cdot \frac{q-p}{r}. \quad (6.6)$$

Анализ закономерностей распределения полных напряжений σ_r и σ_{θ} вокруг выработки показывает, что на её контуре (при $r = L$) тангенциальное напряжение σ_{θ} имеет максимальное значение, а радиальное σ_r – минимальное. По мере удаления от контура выработки, напряжения стремятся к естественным в ненарушенном массиве. В таблице 6.1 приведены значения $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_{\theta}$ при $p = 0$ (незакрепленная выработка). Хорошо видно, что в этом случае коэффициент концентрации напряжений круговой выработки равен двум и не зависит от месторождения рассматриваемой точки контура. Смещения также имеют максимальные значения на контуре выработки и быстро затухают по мере удаления вглубь массива.

Таблица 6.1 – Напряжения $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_{\theta}$ вокруг незакрепленной выработки

r	Напряжение в единицах q			r	Напряжение в единицах q		
	σ_z	σ_r	σ_{θ}		σ_z	σ_r	σ_{θ}
1	0	2,0	1,0	6	0,97	1,03	1,0
2	0,75	1,25	1,0	10	0,99	1,01	1,0
3	0,94	1,06	1,0				

Если естественное напряженное состояние массива отличается от равнокомпонентного, условия симметрии нарушаются. Рассмотрим естественное напряженное состояние массива с равными горизонтальными компонентами напряжений, которое в прямоугольной системе координат имеет вид:

$$\sigma_x = q, \sigma_y = \lambda q, \tau_{xz} = \tau_{xy} = \tau_{yz} = 0, \quad (6.7)$$

где λ – коэффициент бокового распора.

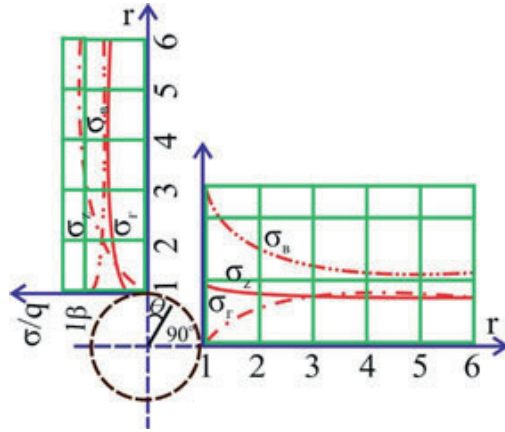


Рисунок 6.2 – График распределения напряжений вокруг горизонтальной выработки при допредельном деформировании массива в неравнокомпонентном поле естественных напряжений

Переходя к цилиндрическим координатам, положим, что угол θ отсчитывается от вертикальной оси (рисунок 6.2).

Решая задачу в дополнительных напряжениях, и полагая отсутствие крепи ($p = 0$), записываем граничные условия следующим образом:

$$\sigma_r = -\left(\frac{1+\lambda}{2} + \frac{1-\lambda}{2} \cdot \cos 2\theta\right)q; \quad \tau_{r\theta} = \frac{1-\lambda}{2} \cdot q \sin 2\theta \quad (6.8)$$

при $r = 1$; $\sigma_z = \sigma_\theta = \tau_{r\theta} \rightarrow 0$ при $r \rightarrow \infty$.

Вычисленные таким образом компоненты дополнительных напряжений имеют вид:

$$\sigma_r = -q \cdot \left[\frac{1+\lambda}{2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{1-\lambda}{2} \cdot \left(\frac{3}{r^4} - \frac{4}{r^2} \right) \cdot \cos 2\theta \right];$$

$$\sigma_\theta = q \cdot \left[\frac{1+\lambda}{2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{1-\lambda}{2} \cdot \frac{3}{r^4} \cdot \cos 2\theta \right];$$

$$\tau_{r\theta} = -q \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \left(\frac{2}{r^2} - \frac{3}{r^4} \right) \cdot \sin 2\theta. \quad (6.9)$$

Компоненты естественных напряжений (6.7) в цилиндрической системе координат записываются в следующем виде:

$$\sigma_r = q \cdot \left(\frac{1+\lambda}{2} - \frac{1-\lambda}{2} \cdot \cos 2\theta \right), \quad \sigma_\theta = q \cdot \left(\frac{1+\lambda}{2} + \frac{1-\lambda}{2} \cdot \cos 2\theta \right);$$

$$\tau_{r\theta} = -q \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \sin 2\theta; \quad \sigma_z = \lambda q. \quad (6.10)$$

Суммируя (6.9) и (6.10), получим компоненты полных напряжений:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= q \cdot \left[\frac{1+\lambda}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{r^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \cdot \left(1 - \frac{4}{r^2} + \frac{3}{r^4} \right) \cdot \cos 2\theta \right]; \\ \sigma_\theta &= q \cdot \left(\frac{1+\lambda}{2} - \frac{1-\lambda}{2} \cdot \cos 2\theta \right); \\ \sigma_z &= q \cdot \left[\lambda - \mu \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \frac{4}{r^2} \cdot \cos 2\theta \right]; \\ \tau_{r\theta} &= -q \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \left(1 + \frac{2}{r^2} - \frac{3}{r^4} \right) \cdot \sin 2\theta.\end{aligned}\tag{6.11}$$

Как следует из уравнений (6.11), напряжения в любой точке породного массива вокруг кругового сечения определяются соотношением напряжений в нетронутом массиве и координатами данной точки.

Интересно проследить, как изменяются размеры в области влияния выработок, т. е. другими словами, на каких расстояниях от контура выработки напряжения практически не отличаются от соответствующих компонент поля напряжений нетронутого массива.

Вычисления по формулам (6.11) показывают, что для условий гидростатического напряженного состояния нетронутого массива на расстоянии $l = 1,65\alpha$ (где $\alpha = 2r$) значения и тангенциальных и радиальных составляющих отличаются от соответствующих компонент напряжений в нетронутом массиве не больше чем на 5 %.

6.1.2 Геомеханические процессы запредельного деформирования и разрушения

Процесс перехода пород из допредельного в запредельное состояние развивается во времени, так как их механические характеристики (в частности, прочностные), снижаются под действием длительного приложения нагрузки.

В зависимости от особенностей деформирования различных горных пород (рисунок 6.3) за пределом прочности механические процессы, связанные с разрушением, могут реализовываться в виде пластического течения или в виде хрупкого разрушения.

В хрупко разрушающихся породах образование области предельного равновесия может привести к нарушению сплошности массива на внешней границе этой области, что математически выражается в виде неравенства тангенциальных нормальных напряжений, действующих по обе стороны указанной границы. В процессе разрушения изменяются механические характеристики пород в области предельного равновесия: прочность пород на сжатие уменьшается до величины остаточной

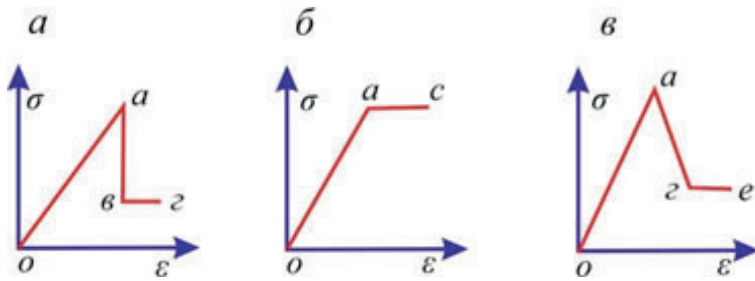


Рисунок 6.3 – Диаграммы деформирования для различных геомеханических моделей

прочности $\sigma_{сж}^0$. Этому случаю соответствует геомеханическая модель идеально хрупкого породного массива, характеризуемая диаграммой деформирования (рисунок 6.3, а, диаграмма $Oавз$).

В пластичных породах образование области предельного равновесия может происходить без столь заметных разрушений и проявляться в виде пластического течения без разрывов сплошности. При этом в определенном диапазоне деформаций существенного изменения механических характеристик не происходит. Это позволит использовать в данном случае геомеханическую модель идеально пластического массива (рисунок 6.3, б), т. е. диаграмму $Oас$.

Наиболее общей является геомеханическая модель, учитывающая запредельное деформирование пород (рисунок 6.3, в), ей соответствует диаграмма $Oаге$.

В общем случае вокруг выработки образуются характерные области деформирования и разрушения (рисунок 6.4), соответствующие трем характерным участкам на полной диаграмме деформирования пород: 3 – примыкающая к контуру выработки область остаточной прочности, где породы перешли в состояние предельного равновесия с учетом их остаточной прочности $\sigma_{сж}^0$ или область руинного разрушения, когда $\sigma_{сж}^0 = 0$.

Предельное состояние в этой области описывается выражением вида

$$\sigma_1 - (2\lambda + 1) \cdot \sigma_3 = \sigma_{сж} , \quad (6.12)$$

при $\sigma_{сж}^0 = 0$.

Распределение напряжений σ_r и σ_θ в области руинного разрушения описывается выражениями:

$$\sigma_{rn} = \left(\rho + \frac{\sigma_{сж}^0}{2\lambda} \right) \cdot r^{2\lambda} - \frac{\sigma_{сж}^0}{2\lambda} ;$$

$$\sigma_\theta = (2\lambda + 1) \cdot \left(\rho + \frac{\sigma_{сж}^0}{2\lambda} \right) \cdot r^{2\lambda} - \frac{\sigma_{сж}^0}{2\lambda} , \quad (6.13)$$

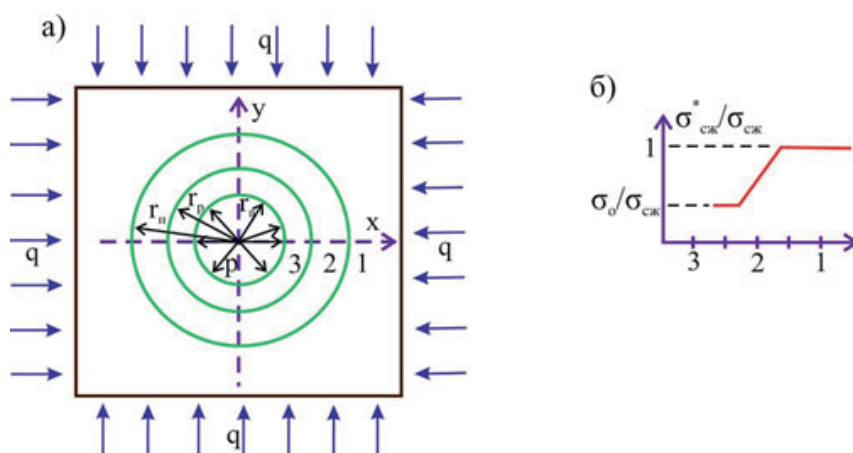


Рисунок 6.4 – Расчетная схема плоской задачи о запредельном деформировании породного массива (а) и распределение прочности породного массива вокруг выработки (б)

где 2 – область запредельного деформирования с постепенно возрастающей вглубь массива прочностью пород от $\sigma_{сж}^0$ до $\sigma_{сж}$, находящаяся в состоянии допредельного деформирования.

На рисунке 6.4 показано изменение предела прочности пород на одноосное сжатие от максимального значения $\sigma_{сж}$ в области 1, до остаточной прочности $\sigma_{сж}^0$ в области 3. Процесс деформирования в указанной области сопровождается интенсивным объемным расширением (дилатансией). Связь между продольными и поперечными деформациями определяется зависимостью:

$$\varepsilon_{\perp} = -\beta\varepsilon_{\parallel}, \quad (6.14)$$

где ε_{\perp} и ε_{\parallel} – соответственно поперечная и продольная деформации; β – коэффициент поперечной деформации для запредельного состояния.

Получены выражения для полных напряжений в области запредельного состояния:

$$\begin{aligned} \sigma_r = & \rho r^{2\lambda} + \frac{A\xi + (\beta + 1)\sigma_{сж}}{2\lambda(\beta + 1)} \cdot \left(\frac{r^{2\lambda}}{r_p^{2\lambda}} - 1 \right) + \\ & + \frac{A\xi}{(\beta + 1)(\beta + 1 + 2\lambda)} \cdot \left(\frac{r_n^{\beta+1}}{r^{\beta+1}} - \frac{r_n^{\beta+1} \cdot r^{2\lambda}}{r_p^{\beta+1+2\lambda}} \right); \\ \sigma_{\theta} = & (2\lambda + 1) \cdot \sigma_r + \sigma_{сж} - \frac{A\xi}{\beta + 1} \cdot \left(\frac{r_n^{\beta+1}}{r^{\beta+1}} - 1 \right); \quad \tau_{r\theta} = 0, \end{aligned} \quad (6.15)$$

где $A = \frac{3}{2} \cdot \frac{2\lambda q + \sigma_{сж}}{1 + \lambda}$; $\xi = \frac{E^*}{E}$ – параметр, характеризующий отношение

модуля деформации в запредельном состоянии, к модулю деформации в допредельном состоянии:

$$r_n = \left\{ \frac{1}{p} \cdot \left[\frac{A\xi}{(\beta+1)(\beta+1+2\lambda)} \cdot (\rho^{\beta+1+2\lambda} - 1) - \frac{A\xi + (\beta+1)\sigma_{сж}}{2\lambda(\beta+1)} \cdot (\rho^{2\lambda-1}) + \gamma H - \frac{A}{3} \right] \right\}^{\frac{1}{2\lambda}} \quad (6.16)$$

Выражение для определения безразмерных смещений:

$$U = \frac{A}{E} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\beta+1} (\rho^{\beta+1} - 1) \right]^{r_p^2} r \quad (6.17)$$

где 1 – область допредельного состояния. Максимальная сопротивляемость породы не достигнута. Объемные изменения породы при их деформировании носят двоякий характер и на границе $r = r_n$ практически равны нулю.

Результаты исследования показали, что максимальные напряжения $\tau_{окт}$ концентрируются в угловых точках поверхности сопряжения, а максимальные напряжения $\sigma_{окт}$ – на боковых поверхностях сопряжения.

Для оценки размеров областей разрушения был использован метод упругого наложения и огибающая предельных кругов в координатах $\tau_{окт} - \sigma_{окт}$, построенная для предельного условия:

$$\tau_{окт} = f(\sigma_{окт}), \quad (6.18)$$

предложенный М.М. Филоненко-Бородич.

В результате для поверхности сопряжения были построены зоны пластического и хрупкого разрушения вмещающих горных пород при различных соотношениях: $\gamma H / \sigma_{сж} = 0,6$ и $0,8$. Результаты показали, что зоны разрушения локализованы вблизи угловых точек и в большей степени в кровле выработки; хрупкое разрушение, как правило, связанное с трещинообразованием, возникает на фоне пластического разрушения, когда, очевидно, неупругие деформации достигнут предельного уровня уже при условии $\gamma H / \sigma_{сж} = 0,6$ и, тем более, при условии $\gamma H / \sigma_{сж} = 0,8$ требуется возведение мощной жесткой конструкции крепи на участке сопряжения.

6.2 Прогнозирование устойчивости незакрепленной горной выработки

Геомеханические процессы, возникающие в породных массивах при проведении горных выработок, могут реализоваться в виде обрушений пород в выработку, чрезмерно больших смещений ее контура, а также динамических явлений.

На стадии проектирования для обоснованного выбора способов и средств предотвращения этих явлений, необходима предварительная оценка степени развития геомеханических процессов в конкретной геомеханической обстановке, т. е. решается вопрос крепления или незакрепления созданной выработки.

В геомеханике под устойчивостью незакрепленной горной выработки понимают способность обнажаемых горных пород сохранять форму и размеры выработки, заданные по условиям нормальной эксплуатации. Потеря устойчивости окружающего выработку породного массива может проявляться в виде вывалообразования в своде выработки, разрушения пород по всему ее периметру или горных ударов в отдельных частях, а также в виде больших смещений контура выработки без видимого нарушения сплошности пород.

Для оценки устойчивости породных обнажений используются различные критерии. Одним из наиболее распространенных является критерий прочности – условие достижения максимальных напряжений, действующих на контуре выработки, предельных для данной породы значений.

Прогнозирование устойчивости в общем случае сводится к проверке выполнения следующего условия:

$$(\sigma_q < \sigma_{сжс}), \quad (6.19)$$

где σ_q – главное максимальное напряжение, действующее на контуре незакрепленной выработки.

При выполнении условия (6.19) породное обнажение считается как устойчивое.

Невыполнение данного условия связано с образованием в окрестности выработки области предельного равновесия, и породное обнажение считается неустойчивым. На базе этого условия разработан ряд численных критериев, позволяющих классифицировать породные обнажения по степени устойчивости.

Достаточно широкое распространение получил критерий вида

$$K = \frac{\gamma H}{\sigma_{сжс}}, \quad (6.20)$$

где γ – удельный вес горных пород; H – глубина заложения выработки.

Статистическая обработка данных о состоянии массива пород центрального района Донбасса, разрабатываемых без крепи, позволила установить численные значения этого критерия, характеризующие устойчивое и неустойчивое состояние.

Так, при значениях:

$K < 0,1$ – состояние выработок может быть охарактеризовано как устойчивое;

$0,1 \leq K \leq 0,24$ – средней устойчивости;

$K > 0,24$ – неустойчивое.

Следует отметить, что прочностные критерии, основанные на условии вида (6.19), при всей своей простоте и ясности физического смысла, не лишены недостатков.

Во-первых, сама интерпретация условия (6.19), как условия устойчивости породного обнажения, строго говоря, не соответствует его фактическому содержанию. Условие (6.19) – это условие прочности контура незакрепленной выработки в фиксированной точке и не является условием прочности или устойчивости незакрепленной выработки в целом.

Во-вторых, предложения по прогнозированию устойчивости незакрепленных выработок, основанные только на условии (6.19), не учитывают особенностей геомеханического поведения пород в предельном состоянии. Условие (6.19) построено на модели идеально-хрупкого массива, согласно которой несущая способность породы исчерпывается сразу после достижения критического значения напряжения (рисунок 6.3, а).

Между тем, как показывает практика, выполнение данного условия не приводит к потере эксплуатационной способности выработки, а именно, выполнение данного условия не является пределом несущей способности породного массива. При разрушении массива происходит перераспределение напряжения, поэтому несущая способность породных массивов с учетом перераспределения напряжения в результате разрушения оказывается выше, чем без учета процесса разрушения.

В-третьих, подобная постановка задачи имеет ограниченное практическое значение. Прогнозирование устойчивости незакрепленной выработки необходимо для предварительного решения вопроса о необходимости крепления выработки и возможном типе крепи. Невыполнение условия (6.19) говорит лишь о том, что разрушения должны иметь место, однако их возможные размеры это условие не определяют. Последнее обстоятельство и является решающим для предварительного выбора средств и способов поддержания выработки. Для обоснованного решения вопроса управления геотехническими процессами в породном массиве необходима количественная оценка их проявлений.

Поэтому авторы классификаций обнажений по степени их устойчивости ищут количественные связи между критерием устойчивости и характеристиками проявления геомеханических процессов. Такими

проявлениями геомеханических процессов являются: размеры образующих зон запредельного состояния, остаточной прочности, руинного разрушения и величина смещений породного контура. Подобный подход позволяет разработать классификацию породных массивов по устойчивости, т. е. по способности обеспечить нормальное эксплуатационное состояние незакрепленной выработки.

Общий принцип построения такой классификации, разработанной И.В. Баклашовым и Б.А. Картозия, заключается в следующем. К устойчивым породным массивам относятся такие, в которых процесс деформирования соответствует восходящему участку полной диаграммы деформирования, предельное состояние пород не достигается и обрушения пород в выработку не наблюдается. К породным массивам средней устойчивости относятся те, в которых породы переходят сначала в предельное, а затем в запредельное состояние. Процесс их деформирования соответствует нисходящему участку полной диаграммы деформирования. Породы в области запредельного состояния частично разрушены и способны к самообрушению под влиянием различных внешних факторов (взрывные работы, выветривание и др.). Породный массив характеризуется как неустойчивый при условии перехода пород из запредельного в состояние остаточной прочности. Сильно неустойчивым будет породный массив, перешедший в механическое состояние руинного разрушения. Приведенный принцип классификации представляется перспективным, так как совмещает в себе оценки устойчивости выработок по прочности вмещающих пород и по смещениям контура выработки.

Дальнейшим развитием критерия типа $\gamma H / \sigma_{сж}$ являются рекомендации по прогнозированию устойчивости вертикальных выработок

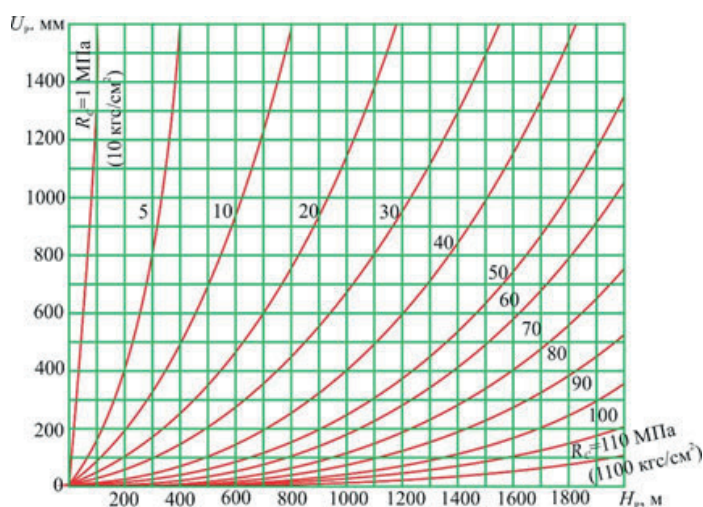


Рисунок 6.5 – Графики типового смещения пород (мм), контура выработки в зависимости от глубины ее расположения H_p (м) и расчетного сопротивления пород сжатию R_c (МПа)

(таблица 6.2), в зависимости от критерия устойчивости C , определяемого по формуле:

$$C = \frac{K_z \cdot K_{cm} \cdot K_y \cdot K_t \cdot K_p}{26,3 + K_\alpha \cdot R_{сж} (5,25 + 0,0056 \cdot K_\alpha \cdot R_{сж})}, \quad (6.21)$$

где K_z – коэффициент, учитывающий взвешивающее воздействие воды на частицы пород водоносного горизонта; K_{cm} – коэффициент воздействия на ствол других выработок (для протяженных участков ствола $K_{cm} = 1,5$); K_y – коэффициент воздействия на ствол очистных работ $K_y = 1$; K_t – коэффициент влияния времени эксплуатации вертикальной выработки (для шахтных стволов $K_t = 1$); для других вертикальных выработок $K_t = 0,9$; K_α – коэффициент влияния угла залегания пород α , град. Для горизонтального залегания $K_\alpha = 1$; в остальных случаях:

$$K_\alpha = \frac{1}{1 + 0,5 \sin \alpha}, \quad (6.22)$$

где $R_{сж}$ – расчетное сопротивление породного массива сжатию по контуру выработки, определяемое с учетом структурно-механических особенностей массива, МПа; $H_p = HK$ – расчетная глубина размещения выработки, м; H – проектная глубина размещения выработки, м; K – коэффициент, учитывающий отличие напряженного состояния породного массива от напряжённого состояния, вызванного собственным весом пород до земной поверхности (для обычных условий $K = 1$; для районов, подверженных тектоническим нарушениям, $K = 1,5$).

Таблица 6.2 – Критерии устойчивости пород вертикальной выработки

Критерий устойчивости	Оценка состояния устойчивости пород	Критерий устойчивости пород вертикальной выработки C
I	Устойчивые	До 3
II	Среднеустойчивые	От 2 до 6
III	Неустойчивые	От 6 до 10
IV	Очень устойчивые	Более 10
Примечание: при $R_{сж} \leq 2$ МПа породы относятся к IV категории		

Достижением в прогнозировании устойчивости породных массивов вокруг горизонтальных выработок является метод, разработанный во ВНИМИ, и вошедший в нормы проектирования СНИП-II-94–80.

В качестве критерия для оценки устойчивого состояния породного массива вокруг горизонтальных выработок приняты: в одних случаях – смещения на контуре поперечного сечения выработки за весь срок её службы при отсутствии крепи, т. е. в незакрепленном состоянии (таблица 6.3).

Таблица 6.3 – Оценка устойчивости пород по величине смещения

Критерий устойчивости	Оценка состояния устойчивости пород	Смещение (мм) в породах		
		осадочных (песчаники, алевролиты, аргиллиты, известняки, уголь и др.)	изверженных (граниты, диориты, порфириты, базальты и др.)	соляных (каменная соль, сильвинит, карналит и др.)
I	Устойчивые	До 50	До 20	До 200
II	Среднеустойчивые	Свыше 50 до 200	Свыше 20 до 100	Свыше 200 до 300
III	Неустойчивые	Свыше 200 до 500	Свыше 100 до 200	Свыше 300 до 500
IV	Очень устойчивые	Свыше 500	Свыше 200	Свыше 500

Величину смещений U для горизонтальных и наклонных выработок, расположенных в осадочных и изверженных породах, и вне зоны влияния очистных работ, определяют по формуле:

$$U = K_{\alpha} \cdot K_{\theta} \cdot K_s \cdot K_g \cdot K_t \cdot U_t, \quad (6.23)$$

где U_t – типовое смещение пород (мм), определяемое по графику (рисунок 6.5) в зависимости от глубины расположения выработки H_p (м) и расчетного сопротивления пород сжатию R_c (МПа); K_{α} – коэффициент влияния угла залегания пород и направления проведения выработки относительно простирания пород или основных плоскостей трещиноватости, принимается по таблице 6.4.

K_{θ} – коэффициент направления смещения пород (если смещения определяются в вертикальном направлении, то в формуле (6.19) принимают $K_{\theta} = 1$; при определении смещений в горизонтальном направлении K_{θ} принимают по таблице 6.4); K_s – коэффициент влияния размера выработки (для боков выработки $K_s = 0,2 (h-1)$; для кровли $K_s = 2$; v – ширина выработки в проходке, м; h – высота выработки в проходке, м; K_g – коэффициент воздействия соседних выработок (для одиночных выработок $K_g = 1,5$; для других случаев K_g принимают в соответствии со СНИП-II-94–80); K_t – коэффициент влияния времени воздействия крепи t , лет: при $t \geq 15$ лет, $K_t = 1$, при $t = 1 \div 15$ лет, K_t принимают по графикам). Кроме смещений в вертикальном и горизонтальном направлениях, необходимо определять смещения по нормали к напластованию:

$$U_n = \frac{U_k}{\cos \alpha}. \quad (6.24)$$

Таблица 6.4 – Значения коэффициентов K_α и K_θ

Ориентация выработки	Коэффициенты K_α и K_θ при углах залегания пород или основных плоскостей трещиноватости α , град.					
	До 20		До 30		До 40	
	K_α	K_θ	K_α	K_θ	K_α	K_θ
По простиранию	1	0,35	0,95	0,55	0,8	0,8
Вкрест простирания	0,7	0,55	0,6	0,8	0,45	0,95
Под углом к простиранию	0,85	0,45	0,8	0,65	0,65	0,9
Ориентация выработки	Коэффициенты K_α и K_θ при углах залегания пород или основных плоскостей трещиноватости α , град.					
	До 50		До 60		До 70	
	K_α	K_θ	K_α	K_θ	K_α	K_θ
По простиранию	0,65	0,2	0,6	1,7	0,6	2,25
Вкрест простирания	0,25	0,95	0,2	0,8	0,15	0,55
Под углом к простиранию	0,45	1,05	0,35	1,1	0,35	0,95

6.3 Формирование нагрузки на крепь выработок от локальных вывалов и при сплошном сводообразовании

Породные массивы, вмещающие горные выработки, обладают одной существенной геомеханической особенностью: ещё до начала производства горных работ они находятся в напряженном состоянии. Это напряженное состояние является результатом совместного действия различных сил (силовых полей), главными из которых являются силы гравитации или силы тяжести горных пород.

Совокупность силовых полей, формирующих напряженное состояние породного массива, называется горным давлением. Соответственно силы, действующие в породном массиве, называются силами горного давления. Силы горного давления вызывают деформирование пород вокруг выработки, которые, смещаясь в сторону выработанного пространства, вступают в контакт с крепью. В результате такого контактного взаимодействия крепь нагружается и деформируется.

Определение нагрузок от сил горного давления составляет специфику проектирования горных выработок: на стадии проектирования эти нагрузки могут быть определены только в результате анализа геомеханических процессов в окружающем породном массиве. Исходная информация для такого анализа, как правило, недостаточна. Поэтому, оценки нагрузок, независимо от метода их определения (на основе нормативных рекомендаций или специальных исследований), получаются приближенными. Более того, в большинстве случаев оценки нагрузок могут быть получены только в результате анализа деформированного состояния крепей, т. е. не могут быть заданы до начала расчета, как это имеет место при проектировании конструкций наземных сооружений.

Экспериментальные и теоретические исследования показывают, что геомеханические процессы реализуются в виде разрушения горных пород в приконтурной области выработки или в виде смещений контура выработки:

- разрушение приконтурного породного массива и локальное вывалообразование, проявляющееся в виде вывалов на отдельных участках выработки;
- разрушение приконтурного породного массива и сплошное сводообразование, проявляющееся при образовании областей запредельного деформирования, остаточной прочности и руинного разрушения вокруг всего контура выработки с последующим их отделением от массива;
- деформирование породного массива без разрывов сплошности (без вывалообразования или сводообразования) и смещение породного контура выработки.

Формы реализации геомеханических процессов определяют классификацию расчетных схем взаимодействия породных массивов

с крепью выработок и, следовательно, расчетных схем формирования нагрузки:

- формирование нагрузки на крепь выработок от локальных вывалов и при сплошном сводообразовании, когда взаимодействие породного массива с крепью проявляется в виде режима заданной нагрузки;
- формирование нагрузки в условиях совместного деформирования крепи и массива, когда взаимодействие породного массива с крепью проявляется в виде режима взаимовлияющей или заданной деформации.

Рассмотрим процесс формирования нагрузки на конструкции выработок при вывалообразовании. Наблюдаемое при строительстве подземных горных выработок обрушение пород кровли с образованием сводов различной конфигурации и размеров послужило причиной появления большого числа гипотез, объясняющих механизм этого явления, получивших в горнотехнической литературе название «гипотезы горного давления». Следует отметить, что по общности исходных предпосылок все они могут быть отнесены, как минимум, к пяти большим группам.

6.4 Гипотезы горного давления

В гипотезах первой группы (В. Ритгер, Ф. Энгессер, О. Коммерель, М.М. Протождяконов и др.) вывалообразование считается результатом действия сил тяжести пород в объеме свода обрушения. Во второй группе гипотез (А. Динник, Ж. Еражанов, И.В. Баклашов, Г. Савин и др.) ответственными за сводообразование считаются растягивающие напряжения. Гипотезы третьей группы объясняют появление свода обрушения в условиях упруго-сжатого контура (Ф. Мор, К. Ирвинг, А. Айзаксон и др.), а в четвертой группе гипотез полагается, что свод обрушения есть результат образования вокруг выработки области неупругих деформаций (А. Лабасс, К. Руппенейт, Ю. Либерман и др.). И, наконец, в гипотезах пятой группы (К. Терцаги, В. Слесарев, Н. Покровский и др.) качественная и количественная оценки процесса вывалообразования основываются на данных практических наблюдений.

Рассмотрим более подробно некоторые из них.

Гипотеза Р. Феннера. Он теоретически доказал, что в выработках типа вертикальных стволов, пройденных в пластических породах, при определенных условиях может образоваться зона текучести.

Главные напряжения в зоне текучести у вертикального ствола:

$$\sigma_1 = P \cdot \left(\frac{r}{R_0} \right)^{k-2},$$

$$\sigma_a = P \cdot (K - 1) \cdot \left(\frac{r}{R_0} \right)^{k-2}, \quad (6.25)$$

где P – напряжение в крепи; R_0 – радиус ствола; r – радиус зоны текучести.

$$K = \frac{2}{1} - \sin \varphi. \quad (6.26)$$

Радиус зоны текучести определяется из формулы:

$$B = R_0^{k-2} \cdot \sqrt{2\gamma H / K \cdot (K - 1) \cdot P}, \quad (6.27)$$

где H – глубина расположения рассматриваемого сечения ствола.

Следовательно, для данных условий внешняя граница зоны текучести имеет форму окружности.

Далее Р. Феннер предполагает, что для горизонтальной выработки (штольня, штрек) зона текучести может рассматриваться приближенно в форме эллипса, большая ось которого ориентируется по вертикали.

Подчеркнем, что Р. Феннер не доказывал образования пластичной зоны вокруг выработки, пройденной в упругой среде.

Гипотеза А.П. Соколова. Он теоритически рассматривал состояние упругой пластинки, имеющей круглый вырез, свободный от внешних усилий. Пластинка подвергается двухосному растяжению. Действующие на бесконечности растягивающие напряжения:

$$\sigma_z = q \cdot \sigma_s, \quad \sigma_y = p \cdot \sigma_s, \quad (6.28)$$

где σ_s – предел текучести при линейном растяжении; q и p – безразмерные параметры, характеризующие величину напряжения.

Автор принял, что q и p мало отличаются между собой. При решении уравнения была выведена безразмерная величина:

$$p = \frac{r}{R_0}. \quad (6.29)$$

Получено уравнение внутренней границы пластической зоны:

$$r = \frac{1}{2} - (q - p) + 2 \cdot (q - p) / [2 - (q - p)]^2 \cdot x \cdot \cos \theta. \quad (6.30)$$

Следует отметить, что принятое им допущение о малой разнице в величинах начальных напряжений далеко не всегда приемлемо для горных массивов.

Кроме того, следует иметь в виду, что горные породы являются телами хрупкими, и их разрушение в местах превышения действующих напряжений над соответствующими пределами прочности пород

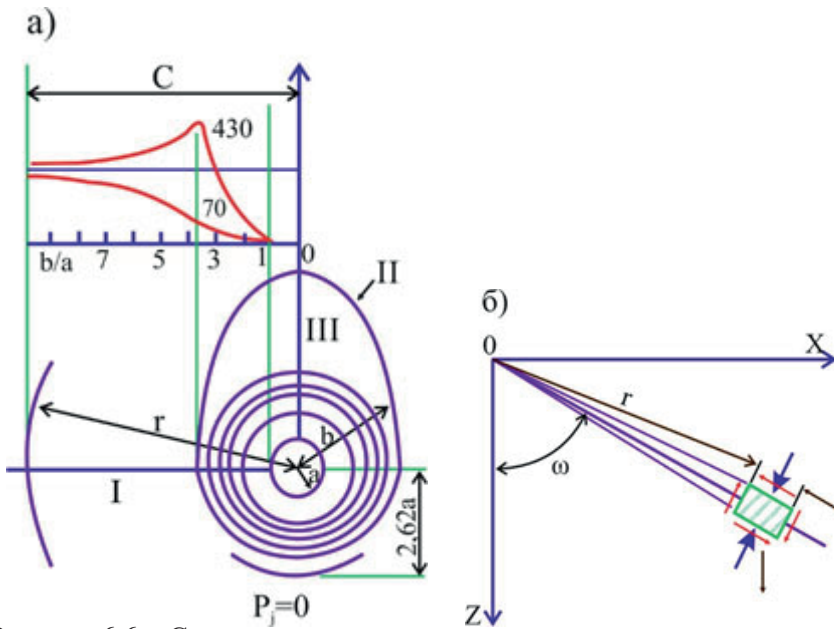


Рисунок 6.6 – Схема расположения основных зон вокруг горизонтальной выработки (а) и к расчету напряжений в ослабленной зоне (б) по А. Лаббасу: σ_r – сумма проекций всех сил на радиус r ; σ_θ – сумма проекций всех сил на касательную к окружности радиусом r

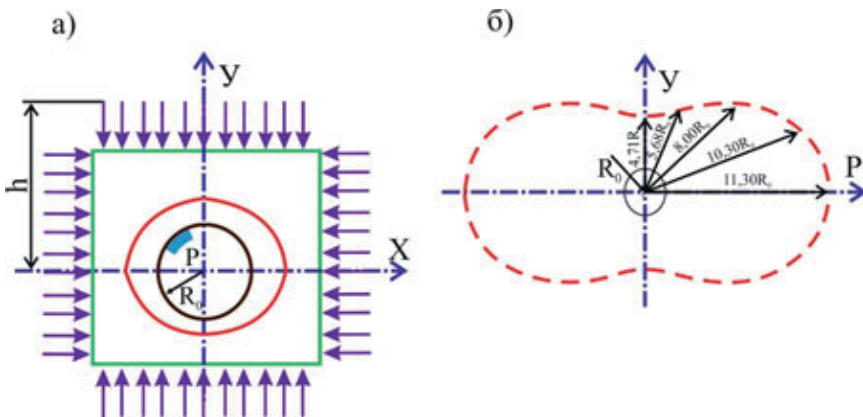


Рисунок 6.7 – К гипотезе К.В. Рупнейта: а – расчетная схема к определению давления на крепь горизонтальной выработки; б – очертание области неупругих деформаций (сложная конфигурация и вытянута вдоль горизонтальной, а не вертикальной оси, как у А. Лаббасса, форма не сводчатая)

происходит не в виде перехода в пластическое состояние, а в виде образования трещин.

Гипотеза А. Лабасса. Он полагает, что вокруг горизонтальных выработок образуются три зоны (рисунок 6.6).

На рисунке I – зона ослабленных пород; породы в этой зоне разбиты трещинами различных размеров; напряжения σ_r и σ_θ в этой области малы; зона пониженных напряжений.

II – зона повышенных напряжений с переменным радиусом b ; здесь разность $\sigma_r - \sigma_\theta$ достигает максимума, что приводит к развитию трещин и увеличению радиуса этой зоны до установления равновесия пород.

III – зона, в которой напряжения не вызывают разрушений пород; ширина этой зоны определяется радиусом влияния выработки.

Получено:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= P \cdot \left(\frac{r}{R_0} \right) \cdot \left(\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) + \left(\frac{3}{2\gamma R_0} \right) \times \\ &\times \left(\frac{3 \sin \varphi - 1}{1 - \sin \varphi} \right) \cdot \left[\left(\frac{r}{R_0} \right) \cdot \left(\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) - \left(\frac{r}{R_0} \right) \right] \cdot \cos \omega; \\ \sigma_t &= \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \cdot \sigma_r, \quad P - \text{давление со стороны крепи} \end{aligned} \quad (6.31)$$

Эти зависимости справедливы только для точек на осях, при $\omega = 0; \pi; \pi/2; 3/2\pi$:

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2(1 - \sin \varphi)} \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot \gamma H \cdot \left[\frac{1}{\mu - 2} \cdot \left(\frac{1}{\mu - 2} \right) \cdot \cos 2\omega \right] \cdot \left(\frac{R_0}{B} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} - \\ &- \frac{3}{2\gamma R_0} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{3 \sin \varphi - 1} \cdot \left[\left(\frac{1 - R_0}{B} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right] \cdot \cos \omega. \end{aligned} \quad (6.32)$$

Экстремальные значения P – уравнивающие усилия крепи – определяются при $\omega = P$; в середине кровли – при $\omega = P$ и $3/2P$ – в середине почвы при $\omega = 0$, причем в последнем случае P всегда отрицательно.

Расчет А. Лабасса не учитывает механических характеристик работы крепи, прочностной состав пород, глубину работ и время.

Гипотеза К.В. Руппенеята. Предполагается, что по контуру выработки приложено равномерно распределенное радиальное давление, которое начинает действовать в момент приложения напряжений гравитационного поля (рисунок 6.7).

Задача об определении давления на крепь выработки разделена на две самостоятельные:

$$U_0 = f_1 \cdot (P_r) , \quad (6.33)$$

где U_0 – радиальное перемещение на контуре выработки; P_r – радиальное давление.

$$U_0 = f_1(P_r), \quad (6.34)$$

где U_0 – радиальное смещение крепи; P_r – реакция крепи.

Предлагается:

$$U_0 = \frac{\alpha R_0}{4G(P + ctg \rho)} \cdot r_0^{\alpha-2}, \quad (6.35)$$

где G – модуль сдвига; K – коэффициент сцепления; ρ – угол внутреннего трения; $\alpha = \frac{2 \sin \rho}{1 - \sin \rho}$; r_0 – средний безразмерный радиус области

неупругих деформаций.

$$P = \left(\frac{R_0}{2} \cdot 10^6 \right)^{\frac{\alpha}{2}} \cdot \Omega \cdot K ctg \rho,$$

$$\Omega = \left(\frac{\alpha}{4} \cdot 10^3 U_0 \right)^{\frac{\alpha}{2}} \left[(1 - \sin \rho) \left[(\lambda_3 \gamma h + K ctg \rho) \right]^{\frac{\alpha+2}{2}} \right], \quad (6.36)$$

где h – глубина работ; λ – коэффициент бокового давления.

Автором принята попытка вывода уравнения контура области неупругих деформаций математическим путем, что является положительным.

Однако ряд произвольных допущений и приложений, как при построении расчетной схемы, так и при вводе уравнения, являются неравномерными:

1. В реальных условиях значительная часть упругих и неупругих деформаций проходит до момента возведения крепи, поэтому приложение радиальных давлений крепи по контуру выработки в момент приложения основного поля напряжений неправомерно.

2. Разбитые трещинами, частично раздробленные породы, предполагаемые области «неупругих деформаций» недопустимо рассматривать как сплошную среду.

3. Не учитывается влияние забоя данной выработки.

4. Не учитывается характеристика крепи.

Гипотеза упругой среды. Задача о концентрации напряжений у вырезов в упругой среде изучались с конца XIX в. многими учеными (Г. Кирш, 1898 г., Г.В. Колосов, 1910 г., К.Е. Инглне, 1913, А.И.

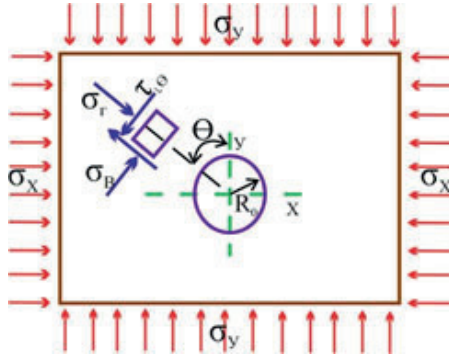


Рисунок 6.8 – Расчетная схема к определению напряжений в упругих однородных породах

Мусхалишвили, 1933 г. и др.). Использование её для горных выработок было впервые предложено А.Н. Динником в 1925–1938 гг. Он считал, что толщи горных пород в вертикальном сечении можно уподобить бесконечной упругой полуплоскости, а выработку круглого сечения – круглому вырезу в ней.

Вертикальное напряжение в центре выработки до её проведения:

$$\sigma_2 = \gamma H . \quad (6.37)$$

Для плоской задачи в соответствии с законом Гука относительная деформация в горизонтальном направлении:

$$\varepsilon_x = \frac{\mu\sigma_z}{E} + \frac{\mu\sigma_x}{E} - \frac{\sigma_x}{E} . \quad (6.38)$$

Поскольку окружающие породы не дают проявиться этой деформации ($\varepsilon_x = 0$), следовательно,

$$\sigma_x = \frac{\mu}{(1-\mu)} \sigma_z . \quad (6.39)$$

При значениях главных напряжений: и на бесконечном удалении от выработки, на основании теории упругости (задача Г. Кирша) получено:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\gamma H}{2(1-\mu)} \cdot \frac{r^2 - R_0^2}{r^2} + \frac{\gamma H(1-\mu)}{2(1-\mu)} \cdot \left(\frac{(1-4)R_0^2}{r^2} + \frac{3R_0^4}{r^4} \right) \cos 2\theta ; \\ \sigma_\theta &= \frac{\gamma H}{2(1-\mu)} \cdot \frac{r^2 + R_0^2}{r^2} - \frac{\gamma H(1-\mu)}{2(1-\mu)} \cdot \left(\frac{(1+3)R_0^2}{r^2} + \frac{3R_0^4}{r^4} \right) \cos 2\theta ; \\ \tau_{r\theta} &= \frac{\gamma H}{2(1-\mu)} \cdot \frac{r^2 - 2R_0^2}{r^2} + \frac{3R_0^4}{r^2 \cos 2\theta} , \end{aligned} \quad (6.40)$$

где σ_r – нормальное напряжение на площадке, перпендикулярной к радиусу; σ_θ – нормальное напряжение на площадке, совпадающей с радиусом; $\tau_{r\theta}$ – касательное напряжение, действующее на указанных взаимно-перпендикулярных площадках; H – глубина залегания выработки; r, θ – полярные координаты, определяющие положение точки плоскости.

На контуре выреза:

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0; \sigma_\theta = \frac{\gamma H}{1 - \mu [1 - 2(1 - 2\mu) \cos 2\theta]} . \quad (6.41)$$

Экстремальные значения нормальных напряжений определяются из формулы:

$$\sigma_{max,min} = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2 \pm \sqrt{4\tau_{r\theta}^2 + (\sigma_r - \sigma_\theta)^2}} . \quad (6.42)$$

Приведенные формулы справедливы лишь для однородных изотропных упругих материалов.

Гипотеза свода. Над выработкой, проведенной в толще любых горных пород (за исключением плавунцов), на любой глубине образуется свод давления, который воспринимает на себя все вышележащие толщи пород, нагружая крепь выработки. Максимальная нагрузка на крепь определяется весом пород внутри свода, называемого ядром свода или сводом давления.

По В. Риттеру сущность образования свода заключается в отрыве свода от вышележащей толщи пород ядра свода под действием собственного веса (рисунок 6.9).

Условие равновесия:

$$P = \gamma \int_0^1 y dy - \sigma_p \int_0^1 1 / \cos \alpha \cdot d_s , \quad (6.43)$$

где P – давление на крепь; γ – удельный вес породы; l – пролет выработки; σ_p – прочность пород на разрыв; α – угол наклона касательной к кривой свода в рассматриваемой точке; d_s – дифференциал кривой, ограничивающей отрывающуюся часть пород.

Риттер определил максимальную высоту свода при

$$x = \frac{l}{2} \sigma_{max} = \frac{\gamma l^2}{16\sigma_p} , \quad (6.44)$$

$$P = \frac{l}{48\sigma_p (l^2 \gamma^2 - 48\sigma_p^2)} \quad (6.45)$$

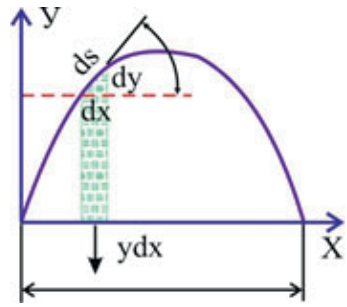


Рисунок 6.9 – Расчетная схема В. Риттера

– значение пролета, соответствующего моменту, предшествующему отрыву свода.

По М.М. Протодяконову, сущность ядра свода состоит в том, что горизонтальному распору (рисунок 6.10), действующему в вершине свода и вызывающему сдвигающие усилия, противостоят силы трения по оси ox в пределах пролета, $a = x$.

В состоянии предельного равновесия получается уравнение моментов сил относительно точки M :

$$\frac{P_x^2}{2} = T_y. \quad (6.46)$$

Из условия (6.46) вытекает, что свод естественного равновесия имеет форму параболы. В целях обеспечения запаса устойчивости свода принимается:

$$T = f_{\rho\varphi} - b, \quad (6.47)$$

где $f = tg\varphi$ – коэффициент крепости; φ – угол естественного откоса; b – высота свода; τ – интенсивность дополнительных сдвигающих сил, обеспечивающих запас устойчивости свода.

При $x = a$, получено:

$$\tau = pa x 2fb - a / 2b^2, \quad (6.48)$$

$$b = \frac{a}{f}. \quad (6.49)$$

Давление f на 1 м длины выработки:

$$P = \frac{4}{3} \frac{\tau \gamma a^2}{f}. \quad (6.50)$$

В отличие от В. Риттера, в расчете М. Протодяконова введен запас устойчивости свода и предполагается, что крепь несет полный вес породы в объеме свода, т. е. работает в независимом режиме.

Область допустимости применения гипотезы свода ограничивается однородными связанными породами и условием сводообразования:

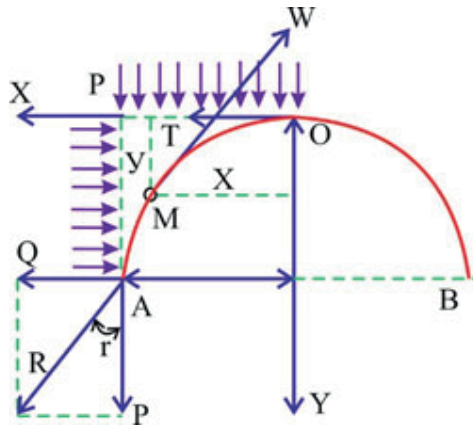


Рисунок 6.10 – Расчетная схема М.М. Протодяконова

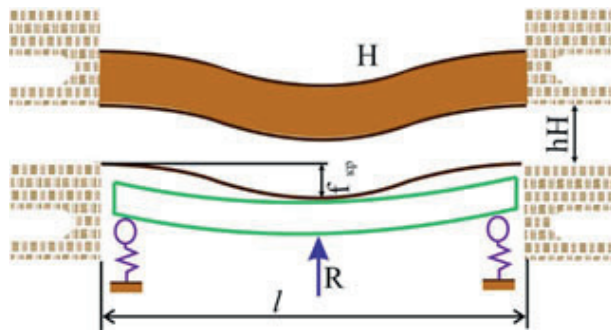


Рисунок 6.11 – Упрощенная расчетная схема взаимодействия непосредственной кровли и крепи

$$\sigma_p < \frac{1}{3} \gamma l . \quad (6.51)$$

Гипотеза плит. Процесс деформаций в различных слоистых породах кровли в штреках отличается сложностью, разнообразием и многостадийностью (рисунок 6.11).

По В.Д. Слесарёву эквивалентный пролет определяется из выражения:

$$l_y = 2 \frac{S}{P_n}, \quad (6.52)$$

где S – площадь обнажения кровли; P_n – закрепленный периметр обнажения кровли.

Предельный пролет любого слоя кровли можно посчитать по формуле:

$$l_{inped} = \varepsilon_i h_i \sqrt{\frac{2\sigma_{ui}}{q_i}}, \quad (6.53)$$

где ε – коэффициент ползучести, учитывающий влияние времени ($\varepsilon = 0,7 \div 0,9$).

Предельный прогиб любого слоя кровли можно определить по формуле:

$$f = \frac{\varepsilon_i q_{i_i^A (1-\mu^2)}}{384 EJ}, \quad (6.54)$$

где EJ – величина жесткости слоя; q_i – вес соответствующих пачек породных слоев.

Гипотеза сыпучей среды. Основное значение для нагрузки на крепь будет иметь давление, создаваемое породами зоны разрыхления (рисунок 6.12).

Условия равновесия выражаются равенством:

$$P_2 l = Q - 2 \sum_i^n t, \quad (6.55)$$

$$\sum_i^n t = \frac{1}{2} P_2 h \lambda t g \varphi, \quad (6.56)$$

где t – сила трения; λ – коэффициент бокового давления; P_2 – нагрузка на крепь. Отсюда

$$P_2 l + P_2 h \lambda t g \varphi = \gamma h l, \quad (6.57)$$

поскольку

$$h = \frac{\Delta H_2}{K_{cp}} - 1, \quad (6.58)$$

где K_{cp} – средний коэффициент разрыхления породы;

$$\Delta H_2 = \frac{q_2}{d} - \text{жесткость крепи}; \quad (6.59)$$

$$q_2 = \frac{P_2 l d (K_{cp} - 1)}{\gamma l - P_2 h \lambda t g \varphi} - \text{величина реакции крепи}; \quad (6.60)$$

$$K_{cp} = H + \frac{(\Delta H_2 - \Delta H_3)}{H}. \quad (6.61)$$

Гипотеза трещиноватых сред. Механизм разрушения трещиноватых пород в кровле сложный. Проведение выработки приводит

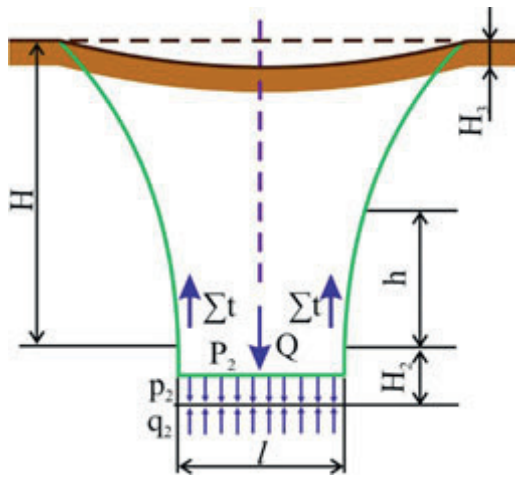


Рисунок 6.12 – Схема взаимодействия крепи и сыпучих пород кровли при больших перемещениях крепи

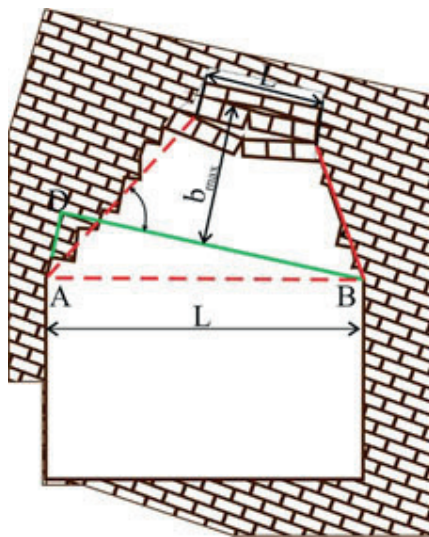


Рисунок 6.13 – Схема разрушения трещиноватых пород в кровле выработки

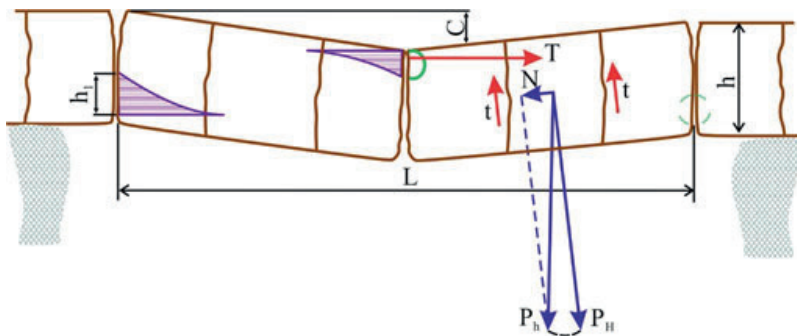


Рисунок 6.14 – Схема работы составной трехшарнирной арки

к перемещениям несплошных плит, слагающих кровли (рисунок 6.13). Трещины раскрываются вблизи середины и опор. С момента начала опускания середины балок возникает распор, в результате действия которого возникают большие силы трения по трещинам. Перемещение частей такой балки происходит в виде поворота плит относительно опор и.

Связь между опусканием среднего шарнира C и горизонтальным распором T определяется формулой:

$$T = q_i l_i^2 / 8(h_i - c). \quad (6.62)$$

Границей распространения обрушений в кровле является арка, имеющая достаточный запас несущей способности:

$$L_i = \xi \sqrt{\frac{0.04 \sigma_p a_i}{n \gamma}}, \quad (6.63)$$

где L_i – значение устойчивого пролета породного слоя; ξ – коэффициент ползучести, $\xi = 0,5 \div 0,7$; a_i – расстояние между трещинами в направлении, нормальном к поверхностям системы трещин наибольшего ослабления; n – запас несущей способности породного слоя, $n=4$.

Гипотеза А. Селустовича. Он использовал реологическую модель Кельвина (рисунок 6.15) для определения давления на крепь горизонтальной выработки круглого сечения, которая сразу же после установки имеет плотный контакт с породами по всему периметру, и предложил формулу:

$$P_0 = \gamma H - \frac{2G(\gamma H + K_T U_0)}{2G} + R_0 K_T,$$

$$\left\{ 1 + R_0 K_T / 2G \left[1 - \left(2G + \frac{R_0 K_T}{R_0(\gamma H + K_T U_0)} \right) e^{-\beta t} \right] \right\}, \quad (6.64)$$

где G – модуль сдвига при длительном нагружении; $\beta = 2G + \frac{aK_T}{2\eta}$ – ко-

эффициент, характеризующий относительную скорость упругого последствия пород; η – вязкость пород; K_T – коэффициент жесткости крепи; U_0 – податливость крепи; t – срок службы выработки.

$$R_{0max} = \gamma H - 2G(\gamma H + K_T U_0) / (2G + R_0 K_T). \quad (6.65)$$

Некорректность постановки задачи, допущение плотного примыкания крепи к породам по всему контуру в момент её установки, крайне слабая изученность вязкости пород, периода релаксации в них напряжения делают этот метод неприемлемым.

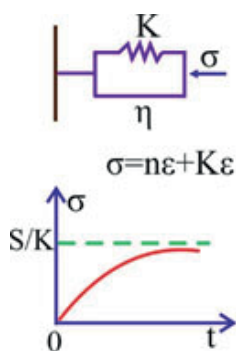


Рисунок 6.15 – Модель, описывающая первичную ползучесть

Гипотеза Ж.С. Ержанова. Он использовал уравнение теории линейной наследственности Больцмана–Вольтерра:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + 1/E \int_0^t L(t_1\tau) \sigma(t) d\tau, \quad (6.66)$$

где $\varepsilon(t)$ – деформация; $\sigma(t)$ – напряжение; $L(t_1\tau)$ – ядро ползучести.

Принято степенное ядро типа Абеля:

$$L(t_1\tau) = \delta(t - \tau)^{-\alpha}, \quad (6.67)$$

где α, δ – характеристики ползучести; α – безразмерная величина; δ – имеет размерность «время степени $\alpha - 1$ ».

Ядром ползучести называют характерную для данного материала функцию, которая отражает (учитывает, наследует) влияние единичного нагружения $\sigma(t)$ в единичный промежуток времени τ на деформацию в момент времени t .

Возможность учета деформаций ползучести весьма полезна, и надо надеяться, что при условии дальнейшего развития, теория линейной наследственности найдет применение в геомеханике.

Недостатки – решение предлагается осуществлять не на основе изучения физической сущности явления ползучести, а формально, по произвольно принятым параметрам.

Тот факт, что в рассмотренных гипотезах механизм сводообразования трактуется по-разному, не случаен и объясняется разнообразием причин этого явления. В зависимости от конкретных условий строительства подземных горных выработок, сводообразование может быть вызвано как обрушением пород от собственного веса, так и в результате их разрушения сжимающими или растягивающими напряжениями. Однако различные причины вывалов пород взаимосвязаны, что позволяет объяснить их природу, исходя из общих положений учения о геомеханических процессах в породных массивах.

Интересен в этой связи подход, в основе которого лежит закономерность перераспределения напряжений при последовательном формоизменении контура в процессе разрушения. Эта закономерность связывает

напряженное состояние контура выработки с его кривизной: на участках, где в процессе разрушения кривизна увеличивается, сжимающие напряжения возрастают, а растягивающие уменьшаются и, наоборот, на выполаживающихся участках контура сжимающие напряжения уменьшаются, а растягивающие – увеличиваются.

Таким образом, на контуре выработки участки с большей кривизной являются очагами высокой концентрации напряжений. В процессе разрушения контур выработки приобретает новую форму, следствием этого является новое поле напряжений, которое может вызвать дальнейшее разрушение, и так до тех пор, пока форма контура не приобретает устойчивое очертание.

6.5 Определение местоположения и размеры разрушаемых участков породного контура выработки

Из существующих методов определения нагрузки от локальных вывалов, наиболее наглядным является метод упругого наложения. Сущность данного метода состоит в том, что напряжения, определяемые из решения для упругой модели массива, ослабленного выработкой определенной формы поперечного сечения, сопоставляются с прочностью вмещающих пород. Области, в пределах которых условие прочности не выполняется, считаются разрушенными. Хотя этот метод и является приближенным, так как не учитывает изменение напряженного состояния за пределами области разрушения, однако, как показывают исследования, при сравнительно небольших размерах областей разрушения (что характерно для локального вывалообразования) он обеспечивает удовлетворительную для инженерных расчетов точность. К достоинствам метода следует отнести вполне ясную его физическую основу и простоту расчетных формул.

Известны несколько различных методических приемов использования этого метода. Ниже изложен графоаналитический метод, разработанный проф. Г.Г. Литвинским, позволяющий определять местоположение и размеры разрушаемых участков породного контура в результате построения паспорта прочности контура выработки. Исходными данными для построения такого паспорта прочности являются геометрические размеры выработки, прочность вмещающих пород $\sigma_{сж}$ и σ_p , и действующие на контуре выработки напряжения. Построение паспорта прочности осуществляется в следующей последовательности.

В геометрическом масштабе вычерчивается контур выработки. Начало прямоугольной системы координат (ХУ) помещается в центр тяжести сечения выработки. Затем на её контуре намечается восемь характерных точек и производится их нумерация (рисунок 6.16).

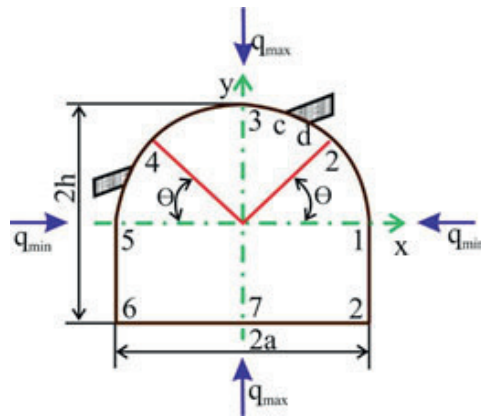


Рисунок 6.16 – Расчетная схема к построению паспорта прочности контура выработки

Положение точек 2, 4 определяется углом:

$$Q = \pm \arctg \frac{h}{a}, \quad (6.68)$$

где h и a – соответственно половина высоты и ширины выработки, м.

Напряжения в характерных точках контура определяются для выработки эллиптической формы (эллипс сравнения), эквивалентной по площади рассматриваемой выработки; полуоси такой эллиптической выработки определяются выражениями:

$$a_3 = \sqrt{\frac{S_a}{\pi h}}, \quad h_3 = \sqrt{\frac{S_a}{\pi a}}, \quad (6.69)$$

где S – площадь поперечного сечения исследуемой выработки, м².

Для каждой из 8 точек контура находят радиусы кривизны эллипса сравнения:

$$\text{Для точек 1, 5: } R^p = \frac{h_3^2}{a_3}. \quad (6.70)$$

$$\text{Для точек 3, 7: } R^p = \frac{a_3}{h_3}. \quad (6.71)$$

$$\text{Для точек 2, 4, 6, 8: } R^p = \frac{1}{a_3 h_3} \left(\frac{a_3^2 + h_3^2}{2} \right)^{3/2}. \quad (6.72)$$

Затем, графическим путем в каждой точке заданной выработки находят радиусы кривизны контура R_i^k . Относительная кривизна характеризуется параметром χ , который определяется из выражения:

$$\chi = \left(\frac{R_i^o}{R_i^k} \right)^{\frac{2}{3}}. \quad (6.73)$$

Для угловых точек $\chi = 6$, для прямоугольного участка $\chi = 0$.

Для случая равнокомпонентного поля напряжений $q_{max} = q_{min} = q$ тангенциальные напряжения в каждой точке контура определяются следующим образом:

$$\sigma_i^{1,5} = q \left[0,35(1 - \chi_i) + (0,3 + 1,7\chi_i) \frac{a}{h} \right]; \quad (6.74)$$

$$\sigma_i^{3,7} = q \left[0,35(1 - \chi_i) + (0,3 + 1,7\chi_i) \frac{h}{a} \right]; \quad (6.75)$$

$$\sigma_i^{2,4,6,8} = q \left[1,2(\chi_i - 1) + \frac{h^2 + a^2}{ah} \right]. \quad (6.76)$$

После определения напряжений, действующих в характерных точках, на разверстке контура выработки в осях $\sigma_i - \theta$ строится эпюра напряжений (рисунок 6.17).

При построении эпюры необходимо учитывать следующие рекомендации:

1. На гладких участках контура напряжения изменяются плавно.
2. Скорость изменения напряжений по углу θ пропорциональна изменению приведенной кривизны.
3. В угловых точках контура напряжения претерпевают местные возмущения (всплески в виде пиков).
4. Размер участка влияния угловой точки на контуре пропорционален отклонению реального контура от контура эллипса сравнения.

Затем на заданный график в том же масштабе наносится эпюра прочности пород на контуре выработки. Участки, на которых напряжения σ_i превышают прочность пород, считаются разрушенными и опасными по вывалам. Длина этих участков l определяется графически.

1. В качестве примера l оценим размеры разрушения контура сводчатой выработки с размерами: $2a = 5$ м, $2h = 4,5$ м, $S_{в.ч.} = 19,8$ м², периметр $P = 16,8$ м, в том числе сводчатой части $P_1 = 7,8$ м, расположенной на глубине $H = 400$ м в породах прочностью $\sigma_{сж}^{обп} = 83$ МПа. В кровле выработки залегает слой алевролита прочностью 64 МПа.

В результате построения паспорта прочности путем совмещения эпюр напряжений и прочности по периметру горной выработки определяем, что разрушение контура произойдет на участке «с-д» длиной

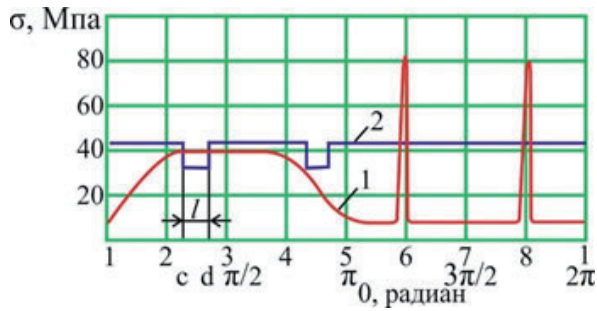


Рисунок 6.17 – Паспорт прочности контура выработки

$l = 0,4$ м, разрушение в угловых точках почвы выработки является незначительным и не может оказать воздействия на формирование нагрузки на крепь.

Зная длину участка разрушения l , можно вычислить его высоту от контура, воспользовавшись известным решением М. Протогьяконова:

$$h_c \frac{a}{2f}, \quad (6.77)$$

где f – коэффициент крепости пород на участке разрушения;
 $a = 2R_g \sin\left(\frac{180l}{2\pi R_g}\right)$; R_g – радиус дуги l , м (рисунок 6.18).

Площадь вывала S определим как разность площади параболы kmn , и сегмента cdd , т. е.

$$S = \frac{R_b^6}{6} \left[8 \left(1 + \frac{l}{2Rf} \right) \sin\alpha - \frac{3l}{R_b} - \sin 2\alpha \right], \quad (6.78)$$

где $\alpha = \frac{180l}{2\pi R_a}$; $2\alpha = \frac{180l}{\pi R_a}$.

Нагрузка от веса вывала пород в расчете на площадь поверхности ограждающей крепи, имеющей единичный размер по продольной оси выработки и размер l по периметру, будет равна:

$$P = \gamma S. \quad (6.79)$$

Пример расчета 2. Оценим величину нагрузки на ограждающую крепь в выработке сводчатого поперечного сечения, сооружаемой в горно-геологических условиях, указанных на примере 1.

Вначале по формуле (6.75) определим площадь локального вывала (для $l = 0,4$ м) $S = 0,0067$ м², а затем, используя выражение (6.76), т. е. $P = \gamma S$ величину нагрузки: $P = 0,025 \cdot 0,0067 = 0,17$ кН/м.

2. Рассмотрим случай, когда причиной локального вывалообразования является пониженная прочность отдельных участков пород в массиве.

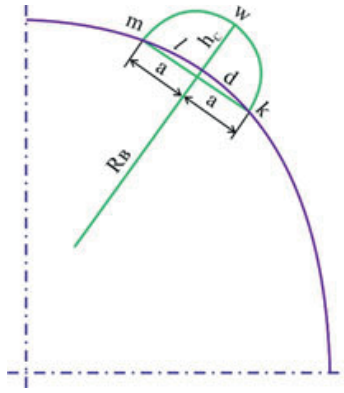


Рисунок 6.18 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь от локального вывала в однородном массиве

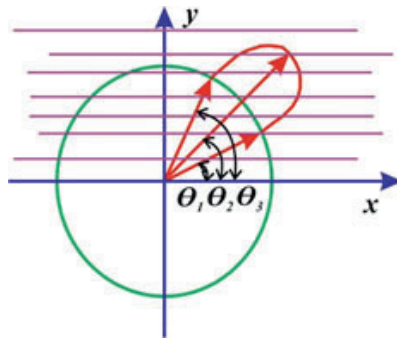


Рисунок 6.19 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь от локального вывала в слоистом массиве

Одной из причин такого ослабления может явиться, например, слоистость пород. Значения прочностных характеристик на контактах между отдельными слоями могут оказаться значительно меньше, чем у самих пород, поэтому при определенном условии разрушение в массиве будет происходить именно здесь.

Возьмем горизонтальную горную выработку, сооружаемую в породном массиве с горизонтальным напластованием пород (рисунок 6.19) с равнокомпонентным начальным напряженным состоянием.

Допустим, что значения прочностных и деформационных характеристик отдельных слоев пород незначительно отличаются друг от друга, а прочностные характеристики на контактах значительно меньше.

Для оценки напряженно-деформированного состояния массива вокруг выработки воспользуемся следующими выражениями:

$$\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_r} = q \left(1 \pm \frac{1}{r^2} \right), \tau_{r\theta} = 0 . \quad (6.80)$$

Для того чтобы перейти от полярной системы координат к прямоугольной, следует воспользоваться формулами преобразования:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} \pm \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \cos 2\theta, \tau_{xy} = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \sin 2\theta, \quad (6.81)$$

где θ – полярный угол, отсчитываемый от оси X .

Подставляя (6.80) в (6.81), получаем:

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_x} = q \left(1 \pm \frac{1}{r^2} \cos 2\theta \right), \tau_{xy} = q \frac{1}{r^2} \sin 2\theta. \quad (6.82)$$

В соответствии с принятыми общими положениями будем считать, что процесс разрушения носит хрупкий характер в виде трещинообразования на контактах.

Условие разрушения записывается следующим образом:

$$\tau_{xy} \geq \sigma_y \operatorname{tg} \rho_k + c_k, \quad (6.83)$$

где c_k и ρ_k – параметры, характеризующие прямолинейную огибающую предельных кругов для контактов. Их значения зависят от типа пород и контактов. По данным Г.Н. Кузнецова для микрослоистости $C_k = (0,6 \div 0,9)c$, для поверхностей отдельностей $C_k = (0,3 \div 0,6)c$, для контактных слоев $C_k = (0 \div 0,3)c$, где c – значение параметра для основной породы, значения ρ_k можно принимать равными 20° .

Подставляя (6.82) в (6.83), получаем выражение $r_p = f(Q)$, позволяющее описать размеры области разрушения:

$$r_p = \sqrt{\frac{\sin 2\theta_3 - \rho_k}{\sin \rho_k + \frac{c_k}{q} \cos \rho_k}}, \quad (6.84)$$

$$\text{где } \theta_\zeta = 45 - \frac{\arcsin \left(\sin \rho_k + \frac{c_k}{q} \cos \rho_k \right)}{2}, \quad (6.85)$$

а затем высоту вывала:

$$h_c = R_b \left[\sqrt{\frac{\sin(2\theta - \rho_k)}{\sin \rho_k + \frac{c_k}{q} \cos \rho_k}} - 1 \right]. \quad (6.86)$$

Границы вывала по периметру определяются углами θ_1 и θ_2 . Для первого квадранта, где $2\sin 2\theta \geq 0$:

$$\theta_{1,2} = \frac{\arcsin(\sin \rho_k + \frac{c_k}{q} \cos \rho_k) \pm \rho_k}{2}. \quad (6.87)$$

Площадь вывала:

$$S = \frac{4}{3} h_c R_b \sin \frac{\theta_3}{2}. \quad (6.88)$$

Нагрузка от веса породы в расчете на площадь поверхности крепи, имеющей единичный размер по продольной оси, составит:

$$P = \gamma S. \quad (6.89)$$

Пример. Оценим величину нагрузки на оградительную крепь выработки радиусом $R_b = 2$ м. Вертикальная составляющая начального поля напряжений $q = 5,0$ МПа. Механические характеристики пород: $C_k = 0,2$ МПа; $\rho_k = 20^\circ$; $\gamma = 0,025$ мН.

Определим вначале по формуле (6.85) величину $\theta_c = 33,5^\circ$, а затем нагрузку от вывала: $P = 0,81 \cdot 10^{-2}$ мН/м.

Границы вывала определяются по формуле (6.86) $h = 0,22$ м и углами $\theta_1 = 21^\circ$ и $\theta_2 = 88,8^\circ$.

3. Рассмотрим процесс формирования нагрузки на крепь при сводообразовании, когда разрушение пород в кровле происходит от растягивающих напряжений. Будем считать, что высота образующего свода h_c соответствует такому новому контуру выработки, на котором действующее растягивающее напряжение σ_θ равно пределу прочности породы на одноосное растяжение σ_p .

Размеры нового контура характеризуются параметрами $2a$ и b_1 (рисунки 6.20).

Выражение для тангенциального напряжения σ_θ в точке с контура на вертикальной оси:

$$\sigma_\theta = q \left(\lambda + 2\lambda \frac{b_1}{a} - 1 \right). \quad (6.90)$$

Полагая $\sigma_\theta = -\sigma_p$, запишем (6.90) относительно b_1 :

$$b_1 = \frac{a}{2\lambda} \left(1 - \lambda - \frac{\sigma_p}{q} \right). \quad (6.91)$$

Высота свода h_c определится следующим образом:

$$h_c = b_1 - b = \frac{a}{2\lambda} \left(1 - \lambda - \frac{\sigma_p}{q} \right) - b. \quad (6.92)$$

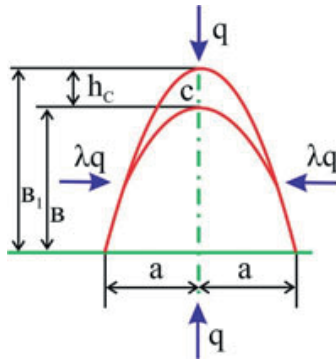


Рисунок 6.20 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь при сводообразовании от растягивающих напряжений

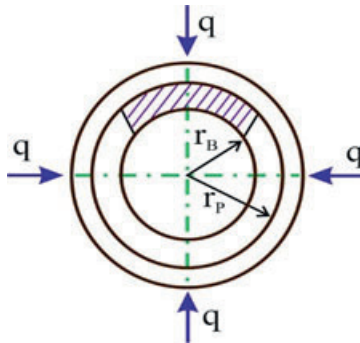


Рисунок 6.21 – Расчетная схема к определению нагрузки на крепь при сплошном сводообразовании

Нагрузки от веса пород в своде обрушения можно определить из выражения:

$$P = \gamma S, \quad (6.93)$$

где $S = \frac{\pi a^2}{4\lambda} \left(1 - \lambda - \frac{\sigma_p}{q} - 2\lambda \frac{b}{a} \right)$ – площадь свода обрушения.

Если сооружаемая выработка имеет круговое поперечное сечение с радиусом a , то

$$P = \frac{\gamma \pi a^2}{4\lambda} \left(1 - 3\lambda - \frac{\sigma_p}{q} \right). \quad (6.94)$$

4. Рассмотрим случай формирования нагрузки в условиях сплошного сводообразования при образовании вокруг выработки области разрушения пород.

Такой случай характерен для условий, когда конструктивная податливость крепи превышает максимальные смещения породного контура

или же между ним и крепью имеется строительный зазор. Очевидно, наиболее невыгодным с точки зрения величин нагрузки будет обрушение пород по вертикальным плоскостям (рисунок 6.21).

Интенсивность вертикальной нагрузки определяется из выражения:

$$P_b = \gamma R_b (r_p - 1), \quad (6.95)$$

где $R_b (r_p - 1)$ – высота свода обрушения, м; r_p – радиус области руинного разрушения, выраженной в долях радиуса выработки, определяемый с учетом решений:

$$r_p = \frac{1}{\rho} \left\{ \frac{1}{P} \left[\frac{A\xi}{(\beta+1)(\beta+2\lambda)} (\rho^{\beta+1+2\lambda} - 1) \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \frac{A\xi + \sigma_{сж} (\beta+1)}{2\lambda(\beta+1)} \cdot (\rho^{2\lambda} - 1) + q - \frac{A}{3} \right] \right\}^{\frac{1}{2\lambda}}, \quad (6.96)$$

$$\text{где } A = \frac{3}{2} \cdot \frac{2\lambda q + \sigma_{сж}}{1 + \lambda}; \quad \xi = \frac{E^*}{E}; \quad \rho = \frac{r_n}{r_p} = \left[1 + \frac{\sigma_{сж} (\beta+1)}{A\xi} \right]^{\frac{1}{\beta+1}}; \quad (6.97)$$

r_n – радиус области запредельного состояния:

$$r_n = \left[\left(\frac{2\lambda q + \sigma_{сж}}{2\lambda(1+\lambda)} \right) \cdot \left(\frac{2\lambda}{2\lambda p + \sigma_{сж}} \right) \right]^{\frac{1}{2\lambda}}, \quad (6.98)$$

где E^* – деформационная характеристика угла наклона нисходящего участка полной диаграммы $\sigma_1 - \varepsilon_1$, которая может быть определена по данным экспериментальных исследований из выражения:

$$E^* = \frac{\sigma_{сж} - \sigma_{сж}^0}{\varepsilon_p^l}, \quad (6.99)$$

где ε_p^l – параметр аппроксимации.

Для определения вертикальной нагрузки можно также воспользоваться формулой (6.95), положив: $r_n = r_p$, $\sigma_{сж}^0 = 0$:

$$r_p = \left\{ \frac{1}{P} \left[\left(\frac{2q - \sigma_{сж}}{2(\lambda+1)} \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2\lambda}}, \quad (6.100)$$

в этом случае величина нагрузки P_b будет определяться с некоторым запасом. Горизонтальная нагрузка может быть определена по формуле:

$$P = P_b \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \rho}{2} . \quad (6.101)$$

Пример. Оценим величину интенсивности вертикальной нагрузки на крепь постоянного сопротивления в условиях сплошного сводообразования. Крепь проектируется в выработке кругового сечения с радиусом $P_0 = 2,5$ м, сооружаемой в однородном породном массиве. Начальное напряженное состояние породного массива примем равнокомпонентным с вертикальной составляющей $q = 15$ МПа. Механические характеристики пород: $\sigma_{сж} = 15$ МПа; $\rho = 30^\circ$; $\beta = 4$; $\xi = 1$. Реакция крепи $P = 0,1$ МПа.

6.6 Формирование нагрузки в условиях совместного деформирования крепи и массива

Деформирование породных массивов без разрывов сплошности характерно, прежде всего, для пластичных пород, а также имеет место и в породах, склонных к хрупкому разрушению, но при условии достаточно высокой жесткости конструкции крепи горных выработок, ограничивающих смещение породного контура выработки. Нагрузка на крепь, возникающая на контакте крепи и массивов, определяется из уравнения совместности смещений породного контура и крепи, предложенного Ф.А. Белаенко. Для случая асимметричной задачи это уравнение имеет следующий вид:

$$U_\infty(P) = U_0 + U(P) , \quad (6.102)$$

где $U_\infty(P)$ – смещение породного контура к моменту установления статического равновесия в системе крепь-массив; U_0 – начальные смещения породного контура, соответствующие промежутку времени от обнажения участка породного контура до момента ввода крепи в работу; $U(P)$ – смещение внешнего контура крепи к моменту установления статического равновесия в системе крепь-массив (рисунок 6.22).

Особенностью уравнения (6.102) является то, что оно позволяет решить задачу по определению нагрузки на крепь для любого из механических состояний породного массива: допредельного, запредельного

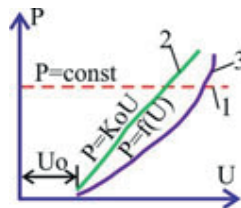


Рисунок 6.22 – Деформационные характеристики крепи при совместном деформировании её с породным массивом

и состояния различного разрушения. Для этого в него следует подставить слагаемые, соответствующие одному из этих состояний.

Если деформирование слагающих массив пород не выходит за рамки допредельной стадии, и его механическое состояние характеризуется как устойчивое (рисунок 6.6), то слагаемые уравнения (6.102)

$U_\infty(P)$ и $U_0 + U(P)$ с учетом $U = rE_0 = \frac{3}{2E} \cdot q - \frac{p}{r}$ – (радиальные безраз-

мерные смещения) и $U = \frac{3}{2} \cdot \frac{q-p}{E_0} \cdot n + \frac{2}{n} + 2 - 2\alpha \left[\alpha + (1-\alpha) 1^{\frac{t}{\alpha t_0}} \right] 1/r$ –

смещения в пределах первого типа), записываются следующим образом:

$$\frac{U_\infty(P)3}{2} \cdot q - p / E_\infty \cdot R_b, \quad (6.103)$$

$$U_0 = 3/2 \frac{q}{E_0} f_1 \left[\alpha + (1-\alpha) 1^{\frac{\tau}{\alpha p}} \right] f_1 R_b, \quad (6.104)$$

где E_∞ – статический длительный модуль деформации (МПа) в породном массиве, связанный с начальным модулем деформации E_0 зависимостью $E = \frac{E_0}{\alpha}$; значения α для некоторых типов пород приведены в та-

блице 6.5.

Таблица 6.5 – Значения α для некоторых пород

Порода	Параметры				
	α	β	A	m	t_p , сут.
Слабые глинистые сланцы	1,5	600–800	10–15	1,2–1,5	30–40
Крепкие глинистые сланцы	1,3	200–300	-	-	5–10
Песчанистые сланцы	1,2	100	5–10	1,1–1,2	3–5
Песчаники	1,1	20	1–5	1,0–1,05	2–3

Здесь A , m , α , β – параметры аппроксимации; t_p – время ретардации (лат. – замедление, задержка); τ – расчетный промежуток времени от момента выемки породы до введения в работу постоянной крепи, сут.; R_b – радиус выработки или приведенный радиус выработки, м; $f_1 = n + 2 / (n + 2 - 2\alpha)$ – коэффициент, учитывающий влияние способа выемки породы; a и n – параметры аппроксимации кривой распределения:

$$a = 0,98^n \quad n = 1 / C_g \left(1 + \frac{M}{R_b} \cdot b^m \right), \quad (6.105)$$

где R_b – радиус выработки в проходке, м; при некруговом очертании выработки следует определить эквивалентный радиус:

$$R_b = \sqrt{\frac{F}{B}}, \quad (6.106)$$

где R_b – площадь поперечного сечения выработки, м²; B – расстояние между оконтуривающими шпурами, м; M и m – коэффициенты, принимаемые в зависимости от прочности $\sigma_{сж}$ по таблице 6.6; f_2 – коэффициент, учитывающий отставание постоянной крепи от забоя выработки. Принимается в зависимости от величины отношения расстояния 1 от забоя выработки до места установки крепи к радиусу выработки по таблице 6.7.

Таблица 6.6 – Значения M и m в зависимости от $\sigma_{сж}$

$\sigma_{сж}$, МПа	Коэффициенты	
	M	m
20–40	1,8	0,85
40–60	1,3	0,75
60–80	1,0	0,70
Более 80	0,9	0,60

Таблица 6.7 – Значения f_2 в зависимости отставания крепи

$1/R_b$	0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
f_2	0,5	0,65	0,8	0,85	0,9	0,95	0,97	0,98

Величина третьего члена в уравнении (6.102) $U(P)$, представляющая перемещение внешнего контура крепи и называемая конструктивной податливостью, зависит от материала крепи (бетон, железобетон, металл и т. д.), конструктивного исполнения крепи (сборная, монолитная, шарнирная), наличия забутовки, тампонажного раствора и т. д. между крепью и породным контуром.

Для большинства конструкций горно-капитальных выработок:

$$U(P) = U_1 + U_2 + U_3(P), \quad (6.107)$$

где U_1 – смещение за счет деформаций уплотнения забутовочного материала, тампонажного раствора и т. п.

Ориентировочно можно принимать $U_1 = 0,25 d_3$, где d_3 – толщина забутовочного слоя; U_2 – смещение от закрытия конструктивных зазоров в крепи для сборной крепи кругового сечения, состоящей из i элементов с величиной зазоров Δ , $H_2 = \frac{i\Delta}{2\pi} R_b$; величину Δ для железобетон-

ных тубингов можно принимать равной 0,001–0,002 м;

$U_3(P)$ – смещение, определяемое жесткостью конструкции, и в общем случае нелинейно зависящее от нагрузки P .

По данным КузНИИШахстроя, величина конструктивной деформативности $U_3(P)$ составляет: для монолитной бетонной крепи в кровле 6–8 см, в стенках – 4 см; для сборной железобетонной тюбинговой крепи с забутовкой из породы – 12–18 см, для арочной из спецпрофиля в кровле – 30 см, в стенках – 20 см.

6.7 Управление геомеханическим состоянием породного массива с помощью крепи

Необходимость возведения крепи в выработке решается после оценки незакрепленной выработки. Величина, направление и распределение нагрузки на крепь в общем случае зависят от следующих основных факторов:

- физических свойств породного массива;
- глубины заложения выработки;
- размера выработки;
- конструкции и характеристики крепи;
- отрезка времени между выемкой породы и постановкой крепи;
- условий залегания пород (угла падения, направления слоистости, трещиноватости).

Наличие столь большого числа разнообразных и сложных факторов, влияющих на формирование нагрузки, до сих пор не позволило создать научно обоснованный и точный метод определения целесообразной величины нагрузки на крепь.

В результате, до настоящего времени для расчетов крепи все еще часто пользуются эмпирическими методами, построенными на различных «частных» гипотезах.

В нормативных документах, регламентирующих порядок выбора конструкций крепей и обделок, единого методического подхода к решению этого сложного вопроса на сегодняшний день нет. И хотя общие исходные положения, содержащиеся в различных нормативных документах, достаточно близки друг другу, конкретные нормативные требования базируются на различной научной основе. Так, если при выборе конструкций подземных сооружений в гидротехническом и транспортном строительстве исходят в основном из учета прочностных свойств вмещающих пород, показателем которых является коэффициент крепости по М.М. Протодяконову, то крепи горных выработок шахт и рудников выбирают в соответствии с категорией устойчивости пород, показателем которой является их смещение. В связи с этим, целесообразно, на наш взгляд, подходить к рассмотрению этого вопроса дифференцированно.

Выбор крепи вертикального ствола производится отдельно для устья, протяженной части и участков сопряжений в зависимости от

инженерно-геологических, гидрогеологических условий месторождения, а также с учетом особых требований, связанных с воздействиями динамических нагрузок, агрессивных подземных вод и др.

Основой для выбора типа крепи протяженного участка ствола и сопряжений служит критерий (см. таблицу 6.2), определяющий категорию устойчивости пород.

В породах I, II, III категорий устойчивости при отсутствии вредных воздействий от очистных работ, водопонижения и соседних выработок рекомендуется, как правило, применять монолитную бетонную крепь.

В породах IV категории устойчивости на участках ствола с нагорными водами (а также на калийных месторождениях) для крепления стволов следует применять, как правило, тубинговую, железобетонную и многослойную крепь.

Стволы с гибкой армировкой, а также вентиляционные стволы, шурфы, восстающие и рудоспуски в породах I и II категории следует крепить набрызг-бетонной крепью или комбинированной крепью из анкеров, металлической сетки и набрызг-бетона. Если притоки воды превышают $8 \text{ м}^3/\text{ч}$, то в породах I, II и III категории устойчивости, указанные выработки следует крепить монолитной бетонной крепью.

Выбор типа и параметров крепи капитальных горизонтальных выработок также производится в зависимости от категории устойчивости пород. В породах различных категорий устойчивости рекомендуется применять:

I – анкерную или набрызг-бетонную крепь толщиной не менее 30 мм. В монолитных, малотрещиноватых породах допускается оставление выработки в незакрепленном состоянии;

II – монолитную бетонную крепь, набрызг-бетонную крепь в сочетании с анкером, сборную тубинговую, металлическую податливую крепь без обратного свода, анкер-металлическую, а также усиливать металлическую арочную крепь тампонажем закрепного пространства;

III и IV – сборную тубинговую, блочную и металло-бетонную крепь.

Выбор проектных решений сводится к решению сложной технико-экономической задачи. Из существующих подходов к ее решению заслуживает внимания следующая методика.

Критерием для экономического сравнения конкурентоспособных вариантов крепи являются приведенные затраты C . Оптимальным из сравниваемых вариантов считается тот, для которого величина C окажется минимальной. В общем виде это условие записывается следующим образом:

$$C = E_a C_k + C_s \rightarrow \min, \quad (6.108)$$

где C_k – капитальные затраты на сооружение выработки; E_a – отраслевой нормативный коэффициент вложений; для угольной промышленности $E_a = 0,10$, горнорудной $E_a = 0,17$; C_s – эксплуатационные расходы

на обеспечение нормативного состояния выработки в течение её срока службы.

$$C_k = \frac{C_{np} l K_{np} K_{op}}{0,4} + 0,6 K_{kp}, \quad (6.109)$$

где C_{np} – прямые нормируемые затраты на сооружение 1 м выработки, руб/м; l – протяженность выработки, м; $K_{np} = 1,344$ – коэффициент накладных расходов и плановых накоплений; K_{op} – коэффициент общешахтных расходов, равный примерно 2,14 для строящихся шахт и 1,37 – для действующих; K_{kp} – коэффициент влияния типа крепи на скорость проведения выработки. Значения этого коэффициента составляют для незамкнутых блочных крепей – 0,9, сборных железобетонных и металло-бетонных (жестких) – 1,0, металло-бетонных (податливых) и рамных из спецпрофиля – 1,1, анкерных и набрызгбетонных – 1,2, для замкнутых конструкций крепи K_{kp} должны быть уменьшены в 1,1 раза. Эксплуатационные расходы C_3 складываются из затрат на амортизационные отчисления C_a , вентиляцию C_v и ремонтно-восстановительные C_p :

$$C_3 = C_a + C_v + C_p, \quad (6.110)$$

где $C_a = 0,01 A_r C_k$; A_r – расчетный годовой проект амортизационных отчислений, определяемый как отношение балансовой стоимости объекта к его сроку службы.

$$C_v = 190 \alpha N Q l / S^3, \quad (6.111)$$

где α – коэффициент аэродинамического сопротивления выработки; N – периметр выработки; Q – количество воздуха, проходящего по выработке в единицу времени, м/с; S – площадь поперечного сечения выработки, м; l – тариф оплаты электроэнергии.

$$C_p = (1 - R_k) n K_{np} K_{op}, \quad (6.112)$$

где R_k – надежность работы конструкции крепи; n – коэффициент, характеризующий отношение стоимости восстановления деформированного участка выработки к стоимости его первоначального строительства.

6.8 Основные принципы управления механическим состоянием породного массива капитальных и подготовительных выработок

Задачи управления состоянием породного массива вокруг сечений выработки включают в себя:

- обеспечение необходимых требований к форме, размерам поперечных сечений и сохранности выработок во времени с точки зрения технологии ведения горных работ;
- обеспечение безопасных условий работы людей и механизмов на протяжении всего срока эксплуатации выработок;
- выбор наиболее экономичных мероприятий по повышению устойчивости выработок и их поддержанию.

Мероприятия по управлению состоянием породного массива должны быть направлены на снижение действующих напряжений в массиве и на повышение деформационной способности и прочностных характеристик приконтурной части массива.

Основные методы управления горным давлением в капитальных и подготовительных выработках: сокращение сечения выработок; выбор рациональной формы; установка крепи, обладающей необходимой несущей способностью.

Вопросы управления состоянием породного массива возникли с утверждением представления о породном массиве как о системе с определенным запасом энергии. Это представление дало толчок новым разработкам как в области управления горным давлением при поддержании выработок, так и в области разрушения горных пород. Оно открывает также возможность не только управлять состоянием породного массива, но и использовать накапливаемую массивом энергию для повышения эффективности проводимых работ.

Существующие способы обеспечения устойчивого состояния горных выработок в зависимости от характера их влияния на геологическое состояние массива, можно объединить в три группы:

- активные – позволяющие в конкретной геологической обстановке ограничить (или вообще исключить) вредные проявления механических процессов путем управления напряженно-деформированным состоянием массива;
- пассивные – обеспечивающие устойчивое состояние выработок без изменения напряженно-деформированного состояния массива;
- комбинированные – представляющие собой сочетание активных и пассивных способов.

В горнотехнической литературе конкретные способы, входящие в каждую из перечисленных групп, обычно объединяют понятиями охрана, крепление и поддержание горных выработок. Под охраной горных выработок понимают совокупность мероприятий, направленных на создание наиболее благоприятной для устойчивого состояния выработок геомеханической и инженерно-технической обстановки.

К числу способов, применяемых при строительстве капитальных горных выработок, относятся:

- способы, предусматривающие рациональное расположение выработок в массиве (расположение в прочных породах, ориентировка выработок относительно напластования пород);
- способы, обеспечивающие создание благоприятного напряженно-деформированного состояния породного массива (проектирование выработок с рациональной формой поперечного сечения, взаиморасположение выработок, расположение выработок в разгруженных областях массива, снижение напряжений в окружающем выработку массиве методом щелевой, скважинной разгрузки и др.). Все эти способы имеют различную эффективность, которая определяется условиями их применения.

Направленное изменение состояния породного массива зависит от пассивных и активных факторов. К первым следует отнести свойства и структуру пород, угля, а также их компонентов, ко вторым – технологические воздействия, механическую и динамическую обработку массива, изменение таких силовых характеристик, как напряжение и давление газа.

Изучение физико-механических характеристик материалов со сложной структурой показывает, что их прочность и упругое поведение существенно зависит от размеров дефектов, а также составляющих частиц. Следовательно, изменение структурных параметров среды приводит к изменению свойств и поведения системы, т. е. путем направленного изменения можно получить системы с требуемыми свойствами.

В практике ведения горных работ принципы изменения пористости для изменения состояния массива успешно используется при торпедировании, применении мощных взрывов и др.

Активным элементом управления состоянием породного массива является сама технология ведения горных работ. Так, успешна и безопасна отработка податливых целиков-столбов при камерно-столбовой системе разработки руды. Примерами активного фактора технологического воздействия на состояние породного массива могут служить выработки, забои различной формы, щели различной длины и жесткости, способ сооружения выработок. Так, сравнение поведения породного массива вокруг выработки, проводимой отбойным молотком, комбайном и применением буровзрывных работ, показало, что при последнем способе смещение пород происходит скачкообразно, причем наибольший скачек происходит на расстоянии 5,0–6,5 м от забоя. Плавное и наиболее благоприятное распределение смещений, характеризующих состояние породного массива, наблюдается при комбайновой проходке выработок. Кроме того, на напряженно-деформированное состояние и давление газа оказывает влияние площадь поперечного сечения забоя и глубина его подвигания. Однако, как показывает практика, не всегда имеется возможность варьировать технологию ведения горных работ, особенно в условиях прочных пород. Скорость деформирования, прямо пропорционально связанная со скоростью подвигания забоя, является

существенным активным фактором управления изменением состояния массива в призабойной области.

В настоящее время основной объем подготовительных выработок при подземной разработке полезных ископаемых проводится буровзрывным способом. Детально разработаны методы выбора типа и его объема для оптимального разрушения части породного массива. Тем не менее, не всегда их повсеместное использование приводит к положительным результатам. Приходится, в зависимости от конкретных горно-геологических условий, изменять вид и его расположение.

Глава 7. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ПРИ ВЕДЕНИИ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

7.1 Геомеханические процессы в очистных выработках

При ведении очистных работ в зависимости от физико-механических свойств полезного ископаемого (угольного пласта, рудной залежи) осуществляются процессы: резание (при добыче комплексом) или разрушение (отбойка с помощью БВР), а затем обрушение (посадка кровли) или укрепление (штанговое и др.), удержание (целики). По сравнению с подготовительными и капитальными, очистные выработки обладают некоторыми особенностями. Важнейшими из них являются: значительно большие размеры поперечных сечений, непрерывное движение забоя, обуславливающее постоянное изменение поля напряжений вокруг выработки, а также существенно меньшее время эксплуатации. Эти особенности очистных выработок определяют, в свою очередь, и специфические проявления горного давления в них.

Значительные размеры сечений очистных выработок определяют увеличение зоны неупругих деформаций вокруг них по сравнению с капитальными выработками. В результате этого в процессе деформирования пород вблизи очистных выработок повышается влияние неоднородностей (крупноблоковой трещиноватости, геологических нарушений и т. п.), достаточно часто реализуются такие виды проявлений горного давления, как пластические течения и вязкое деформирование. На угольных месторождениях нередко происходит плавное опускание кровли за забоем лавы. Подобные процессы могут иметь развитие и в массивах скальных пород при определенных соотношениях между размерами структурных блоков и площадью обнажения пород в выработках.

При определенных условиях в очистных выработках проявляется особый вид деформирования горных пород – пучение почвы. Природа пучения различна: иногда оно происходит в результате выдавливания из почвы пластичных пород под воздействием опорного давления, развивающегося в боках выработок, иногда – вследствие увеличения объема глинистых пород и уменьшения их прочности под влиянием воды. Довольно часто оба эти фактора действуют совместно.

Широко распространенным видом проявлений горного давления в очистных выработках является также обрушение пород при достижении некоторых критических размеров обнажений, определяемых, в сущности, теми же факторами – действующими напряжениями и свойствами деформирующейся области массива.

Наконец, при некоторых сочетаниях уровня действующих напряжений и свойств пород, как в очистных выработках, так и в подготовительных, возможны и упругие деформации кровли с сохранением ее устойчивости, либо внезапным разрушением в форме горных ударов.

Итак, в процессе ведения очистных работ могут произойти следующие виды проявлений горного давления: деформация полезного ископаемого и пород вокруг очистной выработки, небольшие сдвиги, нагрузки на крепь, ее деформация, обрушения пород, отжим полезного ископаемого в призабойной зоне, заколы, внезапные выбросы, стрельяние, горные удары.

Формы и характер проявлений горного давления весьма разнообразны и зависят от многих факторов, в том числе: 1) от структуры и механических свойств горных пород; 2) мощности и угла падения полезного ископаемого; 3) глубины разработки (большое влияние на проявления горного давления оказывают производственно-технические условия эксплуатации месторождений); 4) формой, размерами и расположением выработок; 5) технологией ведения добычных работ; 6) способом управления горным давлением; 7) скоростью продвижения забоев; 8) видом крепи и т. п. Вместе с тем, в зависимости от склонности пород к тому или иному виду деформирования, связаны выбор систем разработки месторождений и установление оптимальных параметров этих систем.

Общая картина явлений, происходящих в массиве пород вокруг очистной выработки, заключается в изменении поля напряжений и, как следствие этого, в деформировании окружающих пород. В первую очередь на контуре выработанного пространства и в окружающем массиве пород происходят упругие смещения. В некоторых, правда, весьма немногочисленных случаях, указанными упругими смещениями процессы деформирования массива пород и исчерпываются. Однако это может иметь место лишь при очень прочных породах и высокой степени монолитности массива, в частности при разработке некоторых рудных месторождений системами с открытым очистным пространством, например, камерными и камерно-столбовыми системами.

Гораздо чаще в выработанном пространстве вслед за упругими смещениями пород кровли и стенок развиваются неупругие деформации и происходят локальные разрушения. Этому способствует развитие в окружающем массиве зон концентрации как сжимающих, так и растягивающих напряжений. В процессы деформирования вовлекаются большие объемы пород, а вследствие этого – неоднородности низких порядков, по поверхностям которых массив наиболее ослаблен. В результате этого в очистных выработках развиваются процессы обрушения покрывающих пород.

По мере извлечения полезного ископаемого и перемещения забоя, поле напряжений вокруг очистной выработки изменяется. Область массива, в пределах которой происходят эти изменения, называют зоной

влияния очистной выработки. В отличие от подготовительных выработок, зоны влияния вокруг очистных пространств охватывают значительно большие области массива. Нередко процессы захватывают всю толщу вышележащих пород вплоть до дневной поверхности. Значительные области массива вовлекаются в процессы деформирования также и со стороны почвы очистной выработки.

По степени и характеру процессов деформирования и перемещения пород в пределах влияния очистной выработки, в массиве могут быть выделены несколько различных зон: зона обрушений, зона трещин, зона плавного прогиба, зона сдвижений.

С точки зрения напряжений в массиве пород вокруг очистной выработки выделяют две характерные зоны: зону разгрузки и зону опорного давления (рисунок 7.1). Первая характеризуется тем, что в ее пределах породы испытывают меньшие напряжения, чем существовавшие до проведения очистной выработки. Область, где напряжения превышают уровень первоначального поля напряжений, носит название зоны опорного давления и, по существу, представляет собой зону концентрации напряжений вокруг очистной выработки.

Необходимо отметить, что поскольку границы очистной выработки все время перемещаются в пространстве, выделенные зоны также находятся в непрерывном движении, так что породы массива, претерпевая изменения состояния, постепенно переходят из одной зоны в другую. Например, под влиянием высоких напряжений в краевой части пласта уголь, непосредственно примыкающий к забою, разрушается, его несущая способность снижается, и максимум опорного давления перемещается вглубь массива.

В результате размеры зоны разгрузки увеличиваются, а границы зоны опорного давления отодвигаются от кромки забоя. Разрушенный уголь интенсивно отжимается в выработку, что широко используют в практике для снижения усилий на его отбойку. Подобные же явления отмечают и на рудных месторождениях. Так, при разработке крутопадающих рудных тел непосредственно под горизонтом очистных работ образуется область разрушенной руды, вертикальный размер которой зависит от мощности залежи и угла ее падения.

Параметры зоны опорного давления определяются многими факторами: 1) параметрами начального поля напряжений; 2) размерами и конфигурацией очистных пространств; 3) деформационно-прочностными свойствами массива вмещающих пород, а также 4) способами воздействия на угольный пласт или рудное тело.

Вследствие сложности определения напряженно-деформированного состояния пород вокруг очистных выработок, наибольшее распространение получили способы расчета параметров зоны опорного давления без вычисления компонента полей статических напряжений

в массиве, окружающем выработанные пространства. Эти способы основаны на следующих положениях:

1. Если на контуре выработки породы претерпевают значительные пластические деформации или разрушаются, то результирующая эпюра опорного давления имеет вид не плавной кривой (рисунок 7.1), а содержит точку перегиба и состоит из двух ветвей, возрастающей и ниспадающей (рисунок 7.2).

2. Параметры зоны опорного давления могут быть определены на основе аппроксимации обеих ветвей эпюры – некоторыми функциями, конкретный вид которых зависит от принятых допущений.

Однако наиболее надежными являются результаты натурных определений и измерений параметров зон опорного давления, а не расчетные параметры. В частности, многочисленными инструментальными наблюдениями установлено, что пик напряжений в зоне опорного давления обычно располагается от забоя на расстоянии, равном 2–5 мощностям пласта и равен чаще всего $(2 \div 3) H$.

Для рудных месторождений закономерности образования зон опорного давления изучены недостаточно. Например, по результатам непосредственных измерений напряжений в массиве пород вокруг камер на Высокогорном железорудном месторождении Урала установлено, что максимальное значение опорного давления при ширине камер 15–60 м составляет $(3 \div 11) H$. Этот максимум расположен на расстоянии 2–6 м от границы выработанного пространства.

В условиях мощных крутопадающих пластообразных залежей при разработке системами с обрушением, зоны стандартного опорного давления со стороны внешнего блока распространяются ниже горизонта очистных работ на 130–140 м по вертикали. Коэффициент концентрации напряжений составляет в среднем 1,4 (рисунок 7.3). Со стороны лежащего бока зона опорного давления начинается ниже горизонта очистных работ на 30 м и протягивается на глубину до 180 м. Область максимальной концентрации напряжений располагается на глубине 110–120 м, при этом коэффициент концентрации в среднем равен 1,4.

В условиях апатитовых месторождений Хибин, разрабатываемых системой с массовым принудительным обрушением, на высоте горизонта 70 м, ширина зоны опорного давления составляет 40–70 м.

В недостаточной степени изучены закономерности распространения зоны опорного давления в глубину массива от кровли и почвы очистных выработок, особенно для условий рудных месторождений.

При широкозахватной и узкозахватной выемках происходит периодическое изменение напряженно-деформированного состояния пород. В то же время выемка угля и передвижение крепи в очистном забое приводят к зависанию консолей пород. Чем прочнее и мощнее слои породы, тем больше предельная длина консолей.

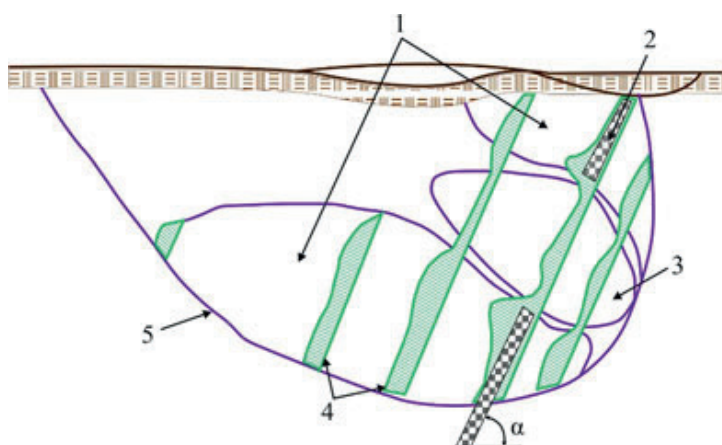


Рисунок 7.1 – Схема деформирования пород вокруг очистной выработки при крутом падении пласта: 1– зона опорного давления; 2 – пласт угля; 3 – зона разгрузки; 4 – эпюры напряжений; 5 – граница области влияния выработки

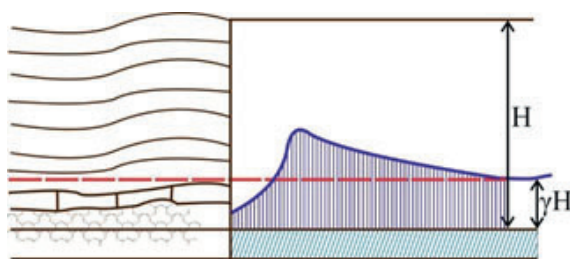


Рисунок 7.2 – Эпюра напряжений в зоне опорного давления при разрушении пород на контуре очистной выработки

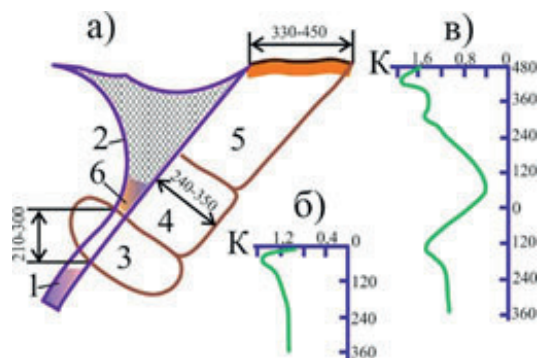


Рисунок 7.3 – Распределение напряжений в зоне влияния очистной выемки мощных пластообразных рудных залежей: а – схемы и размеры зон различного напряженного состояния; б и в – изменение коэффициентов концентрации напряжений в зависимости от расстояния до горизонта очистных работ, соответственно у висячего и лежащего боков залежи; 1 – рудное тело; 2 – зона обрушения; 3 – зона опорного давления; 4 – зона разгрузки; 5 – зона сдвижения; б – зона разрушенной руды

Напряжения в массиве породы, вызываемые ростом консолей слоев породы при подвигании лавы, вызывают деформации и разрушение кровли, ее опускание в призабойном пространстве. Эту долю смещений называют динамической составляющей. Она представляет собой разницу между максимальными смещениями и смещениями, обусловленными статической составляющей.

В итоге, на формирование смещений кровли влияют слои породы как основной, так и непосредственной кровли, зависающие в выработанном пространстве.

С подвиганием очистного забоя связано периодическое изменение проявлений горного давления в очистном забое. От изменения размеров консолей пород зависит периодическое изменение напряженно-деформированного состояния породы и угля в призабойной части. Это необходимо учитывать с двух точек зрения: устойчивости пород кровли в лаве; энергозатрат при выемке угля комбайном и изменения интенсивности газовыделения.

Правильное понимание геомеханических процессов, происходящих в кровле угольных пластов, необходимо при выборе инженерных решений.

Шаг обрушения L_{nc} первого слоя одной литологической разности можно определить в зависимости от мощности этого слоя m_{nc} , мощности угольного пласта m и крепости породы f :

$$L_{nc} = \frac{1,3m_{nc}}{m} + 1,2f - 4,8. \quad (7.1)$$

Шаг обрушения основной кровли (более 10 м) может быть приблизительно вычислен по формуле:

$$L_{ok} = \frac{1,7m_{nk}}{m} + 1,6f_{ok}^2 - 0,1m_{ok} - 7,5, \quad (7.2)$$

где m_{nk} – мощность непосредственной кровли; f_{ok}^2 – крепость пород основной кровли; m_{ok} – мощность пород основной кровли.

Большое значение в проявлении горного давления имеют состав и структура пород кровли. Это выражается в различии шагов обрушения отдельных слоев кровли, характера их разрушения и опускания в выработанном пространстве.

Разрушение пород непосредственной кровли начинается с образования в породе трещин. Они бывают:

- параллельно напластованные,
- нормально напластованные,
- наклоненные в сторону массива,
- наклоненные в сторону выработанного пространства.

Для определения устойчивости кровли используют классификации С.Т. Кузнецова:

(а) – весьма неустойчивые, обрушаются почти сразу после обнажения. Обнажения площадью до 6 м^2 [(1,4÷2,0) 3 м] устойчивы не более 5 мин. Затяжка кровли 80–100 %.

(b) – неустойчивые, допускают обнажения до 8 м^2 [(1,4÷2,0) 4 м] в течение 20 мин. Затяжка кровли от 60–70 до 100 %.

(с) – средней устойчивости, допускают обнажения от 8 до 50 м^2 [(1,4÷2,0) 25 м] в течение от 20 мин до 2 часов. Затяжка кровли от 40 до 60–70 %.

(d) – устойчивые, допускают обнажения 50 м^2 [(1,4÷2,0) 25 м] устойчивы не менее 2 часов. Затяжка кровли применяется только у заколов и трещин.

(e) – весьма устойчивые, допускают обнажения шириной 1,2÷1,5 м по всей длине забоя (80–120 м) в течение 3–4 часов. Затяжка кровли применяется только у заколов и трещин.

Главное условие эффективной работы очистных забоев – недопущение обрушений пород непосредственной кровли в призабойном пространстве. Одним из показателей устойчивости кровли в очистных забоях является площадь вывалов пород кровли в процентах от наблюдаемой поверхности кровли.

Можно выделить три варианта формирования вывалов:

Первый вариант характерен для случая, когда разность сжимающих и растягивающих напряжений в массиве такова, что не приводит к разрушению пород непосредственной кровли в глубине массива. Тогда породы кровли разрушаются непосредственно вблизи забоя.

Во втором варианте имеет место разрушение части массива пород на некотором удалении от очистного забоя, равном примерно шагу обрушения основной кровли.

В третьем варианте непосредственная кровля разрушается впереди лавы на участке длиной, равной шагу обрушения пород основной кровли. Изменение напряженного состояния в зоне обнажения может вызвать смещение пласта в сторону выработанного пространства. Разрушение угля в этом случае на куски называется отжимом, чаще всего деформации угля у забоя не достигают предельных разрушающих значений.

На отжим угля оказывает влияние множество факторов: ширина призабойного пространства и жесткость крепи, ширина захвата исполнительного органа, способ управления кровлей, глубина разработки, состав вмещающих пород. Управление отжимом должно производиться путем управления основными факторами, определяющими это явление, в первую очередь – зависанием пород основной кровли.

При разработке рудных залежей небольшого простирания обрушение пород кровли может ограничиться только образованием купола обрушения над выработанным пространством, без распространения этого процесса до земной поверхности.

Результаты шахтных измерений показали (Миргалимсай, ВНИМИ, МТИ), что величина средних вертикальных напряжений очень близка к напряжениям, вычисленным с учетом давления на целики всего веса столба пород до поверхности.

7.2 Основные принципы выбора способа управления состоянием породного массива при ведении очистных работ

Особое внимание при выборе способа управления состоянием породного массива в очистных выработках уделяют поведению пород непосредственной кровли (в пределах призабойного пространства) и основной кровли (над призабойным и выработанным пространством). При этом учитывают способность пород кровли к обрушению, высоту зоны обрушения, размеры и длительность сохранения устойчивых обнажений (особенно непосредственной кровли в пределах призабойного пространства), свойства пород почвы (прочность, способность к пучению, сопротивляемость вдавливанию в нее стоек крепи и др.), применяемые системы разработки и виды крепи, скорость подвигания очистных забоев, количество и степень выбросоопасности разрабатываемых пластов, расстояние между ними, сроки и порядок их отработки, наличие на земной поверхности объектов, подлежащих защите от влияния горных работ, оснащенность забоев машинами и механизмами, их габаритные размеры и т. д.

Степень значимости каждого из перечисленных факторов зависит от конкретных условий: второстепенные в одних условиях могут оказаться определяющими в других, и наоборот. Так, при отработке запасов полезного ископаемого под ответственными сооружениями, плотно застроенными территориями, крупными водными объектами, нередко приходится применять системы разработки с закладкой выработанного пространства, тогда как по прочим факторам было бы вполне возможно применить в этих условиях другие, более производительные и экономически выгодные системы разработки и способы управления горным давлением.

Имеется классификация горных пород кровли по обрушаемости, в которой в качестве классификационного признака принят шаг обрушения. К весьма легкообрушающимся отнесены породы, имеющие шаг обрушения не менее 0,5 м, к легкообрушающимся – не менее 2 м, к среднеобрушающимся – не менее 5 м, к труднообрушающимся – не менее 10 м, к весьма труднообрушающимся – более 10 м.

Способы управления кровлей разделяют на следующие группы:

- естественное поддержание очистного пространства;
- обрушение пород кровли в выработанное пространство;
- искусственное поддержание кровли в выработанном пространстве.

Естественное поддержание очистного пространства осуществляется за счет естественной устойчивости окружающих пород и еще не выработанных целиков полезных ископаемых. Для регулирования деформации кровли при этом принимают соответствующие форму и размеры очистного пространства, размеры и расположение целиков.

При разработке месторождений полезных ископаемых, лимитирующим элементом часто является кровля выработки, поскольку именно здесь в первую очередь возможно образование областей растягивающих напряжений, к которым особенно чувствительны горные породы вследствие своих структурных особенностей и деформационно-прочностных свойств. Наряду с этим, в кровле очистных выработок, особенно в областях, примыкающих к целикам, могут образовываться зоны действия высоких сжимающих напряжений однородных пород.

Задача определения параметров устойчивых очистных выработок может быть сведена к нахождению размеров предельных обнажений пород в кровле выработок.

В основе определения предельных размеров обнажений пород лежат предрасчеты напряжения деформированного состояния пород вокруг очистных выработок и сравнение их с соответствующими критериями. В качестве таких критериев могут быть приняты либо деформации и напряжения, либо размеры областей или зон, где проявляются, концентрируются опасные деформации и напряжения. Например, одиночный пласт, разработанный системами с длинными забоями.

При решении различного рода задач об устойчивых и предельных значениях обнажений кровли горных выработок удобно в расчетах заменять реальную задачу фиктивной о предельных пролетах эквивалентной балки. Пролет такой балки также называется эквивалентным.

Величина эквивалентного пролета по В.Д. Слесареву определяется по формуле:

$$L_{э} = 2R_z = 2S / P_n, \quad (7.3)$$

где R_z – гидравлический радиус, м; S – площадь обнажения кровли; P_n – закрепленный периметр обнажения кровли, м.

Для прямоугольного обнажения кровли эквивалентный пролет получен по формуле:

$$L_{э1} = ab / a + b,$$

где a, b – стороны обнажения кровли.

Обозначив ab / n , получим:

$$L_{э1} = b \frac{n}{n+1} = F\left(\frac{a}{b}\right). \quad (7.4)$$

Более правильно эквивалентный пролет получают, приравнивая максимальные напряжения для прямоугольной плиты и балки.

Для жесткой плиты, закрепленной по контуру и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, максимальное напряжение на контуре составит:

$$\sigma_{max,k} = \frac{1}{4} \beta \left(\frac{a}{b} \right) (1 - \mu^2) q \frac{b^2}{h^2}, \quad (7.5)$$

где μ – коэффициент поперечной деформации; q – интенсивность нагрузки; h – мощность кровли; $\beta \left(\frac{a}{b} \right)$ – функция, значения которой приведены в таблице 7.1.

Таблица 7.1 – Значения функции $\beta \left(\frac{a}{b} \right)$ при различных соотношениях a/b

a/b	1,00	1,25	1,50	1,75	2,20
$\beta(a/b)$	1,232	1,595	1,816	1,960	1,989

Для однопролетной балки с защепленными концами, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, максимальное напряжение у опоры:

$$\sigma_{max,on} = \frac{1}{2} q \frac{l^2}{h^2}. \quad (7.6)$$

При равенстве этих максимальных напряжений:

$$L_{\text{Э2}} = b \sqrt{\frac{1}{2} \beta \left(\frac{a}{b} \right) (1 - \mu^2)}, \quad (7.7)$$

$$L_1 = \sqrt{1 \frac{q_{\text{зак}}}{q_1} \left[\frac{h_1^2}{6} \cdot \frac{\sigma_{\text{изм}}}{q_{\text{зак}}} - \left(\frac{\Psi + 1}{2\beta^2} \right) \right]}, \quad (7.8)$$

где L_1 – шаг обрушения основной кровли, м; C – ширина краевой зоны пласта, подвергающаяся весьма сильным деформациям, превосходящим допустимые; $q_{\text{зак}}$ – величина закрепляющей нагрузки, МПа = $ср$ Н; Ψ – параметр, определяемый опытным путем: $\Psi \approx 0,5 \div 0,7$ м².

$$\beta^2 = \sqrt{\frac{E_{h1}}{4h_e E_1 J_1}}, \quad (7.9)$$

где E_{h1} – приведенный модуль упругости $E_{h1} = E_m / (1 - \mu^2)$; E_m – модуль продольной упругости пласта; h_e – мощность пласта, м; J_1 – момент инерции; h_1 – мощность основной кровли, м; $\sigma_{\text{изм}}$ – прочность на изгиб, МПа.

Консольная плита полностью теряет свою несущую способность при

$$q_{зак} > \sigma_{сж} \cdot \quad (7.10)$$

В работе непосредственной кровли имеются два режима:

- 1) начального движения, охватывающего период от начала проведения разрезной печи до первого обрушения непосредственной кровли;
- 2) установившегося движения, начинающегося вслед за первым обрушением и продолжающегося до окончания отработки участка, панели, этажа.

Взаимодействие основной и непосредственной кровли – это сложный процесс. Предельный пролет непосредственной кровли до первого обрушения при $a/b > 2,5$, исходя из теории плит, определяется по А.А. Борисову:

$$L_H = K_{H3} \sqrt{\frac{2\sigma_{изм} \cdot h_H^2}{q_H^2 \cdot (1 - 2\mu_H^2)}}, \quad (7.11)$$

где K_{H3} – коэффициент уменьшения пролета вследствие ползучести при изгибе; q_H^2 – интенсивность нагрузки на непосредственную кровлю МПа; h_H^2 – мощность непосредственной кровли, м; μ_H^2 – коэффициент Пуассона для непосредственной кровли; или по В.Д.Слесареву:

$$L_H = 2,44_H \sqrt{\frac{2\sigma_p}{q_H}}. \quad (7.12)$$

При $a/b < 2,5$ представляет собой эквивалентный пролет и может быть определен по формулам:

$$L_H = b \sqrt{\frac{1}{\beta \left(\frac{a}{b}\right) (1 - 2\mu_H^2)}};$$

$$L_H = K_{H3} h_H \sqrt{\frac{\sigma_{изм}}{q_H (1 - 2\mu_H^2) \beta \left(\frac{a}{b}\right)}}. \quad (7.13)$$

Значение предельного пролета при разработке крутых пластов определяется как

$$L_{np} = \sqrt{\frac{2h\sigma_p}{\gamma \cos\alpha}} \quad (7.14)$$

или по А.А. Борисову:

$$L_{np} = \xi \sqrt{\frac{\frac{h^2}{4} \operatorname{tg}^2 \alpha + 2h\sigma_p}{\gamma \cos \alpha - \left(\frac{h}{2}\right) \operatorname{tg} \alpha}}, \quad (7.15)$$

где h – мощность слоя; ξ – коэффициент ползучести при изгибе.

Доказано, что устойчивость обнажения при относительно малой его длине (l) (менее двойной ширины (b)), зависит от его площади (S):

$$l < 2blb < S_{пред.}. \quad (7.16)$$

При большой длине l (более двойной ширины), устойчивость обнажения зависит только от его ширины, а длина и, следовательно, площадь здесь уже не играет роли:

$$l < 2bb < b. \quad (7.17)$$

В общем случае:

$$b_{пред.} = b_{пред.баз.} \sqrt{\frac{H_{баз} K_{баз} (\cos \alpha_{баз} + (\mu / 1 - \mu) \sin \alpha_{баз})}{HK (\cos \alpha_{баз} + (\mu / 1 - \mu) \sin \alpha_{баз})}} \times \sqrt[4]{\frac{t_{баз}}{t}}, \quad (7.18)$$

где $b_{пред.}$ – предельный эквивалентный пролет обнажения; H – глубина от дневной поверхности; K – поправочный коэффициент (от 0,4 до 1), учитывающий, что часть веса налегающих пород передается на окружающий массив как опорное давление; α – угол наклона обнажения к горизонту; μ – коэффициент поперечной деформации; t – время стояния обнажения; баз – индекс базисных условий.

Обрушение пород кровли в выработанное пространство может производиться либо по всей площади выработанного пространства, либо частично в заранее запланированных местах. В первом случае управления кровлей называют полным обрушением, во втором – частичным.

Полное обрушение – это периодически, по мере надвигания очистного забоя, обрушение пород кровли за пределами призабойного пространства в целях уменьшения давления на крепь. Расстояние, через которое производится искусственное обрушение, называется шагом посадки.

Пологие пласты обрушаются путем искусственного разрушения крепи за пределами призабойного пространства, а также искусственного или произвольного разрушения кровли.

Управление кровлей полным обрушением может производиться при следующих условиях:

- мощность пласта при металлических призабойных и посадочных стойках и металлических кострах должна быть $> 0,5$ м, а при деревянных стойках $– \geq 0,7$ м;
- почва не должна допускать значительного вдавливания крепи.

Выделяют три типа труднообрушаемой кровли:

1) мощные слои труднообрушаемых пород залегают в непосредственной кровле пласта и обрушаются при значительных площадях обнажения, т. е. $(16 \div 18) \cdot 10^3 \text{ м}^2$, $\sigma_{сж} > 80$ МПа;

2) мощные прочные слои труднообрушаемых пород залегают на слоях непосредственной кровли мощностью, не более двукратной мощности пласта, и имеют мощность от 5 до 45 м при $\sigma_{сж} > 70$ МПа;

3) в непосредственной кровле глинистые или песчанистые сланцы имеют мощность $(2 \div 4)$ м. Основание кровли представлено прочными породами (70 МПа) мощностью $6 \div 40$ м.

Для полной посадки труднообрушаемых основных кровлей в лавах определяют:

- необходимые мощности непосредственной кровли;
- рассчитывают сопротивление крепи;
- применяют различные методы, облегчающие посадки;
- используют гидрообработку (увлажнение и гидровзрывы) (рисунок 7.4).

Радиус эффективного влияния при увлажнении (м):

$$R_{эф} = \sqrt{\frac{Q_{общ}}{\pi l_{ф} m_{эф}}}, \quad (7.19)$$

где $Q_{общ}$ – общий объем жидкости, введенной в скважину, м^3 ; $l_{ф}$ – длина фильтруемой части скважины, м; $m_{эф}$ – эффективная пористость.

При управлении кровлей частичной закладкой непосредственная и основная кровли поддерживаются буроугольными полосами.

Искусственное поддержание кровли в выработанном пространстве заключается в уменьшении давления горных пород на призабойную крепь путем создания искусственной опоры под нависающими консолями пород кровли.

С целью регулирования размеров обнажений пород в выработанном пространстве часто оставляют целики, т. е. нетронутые участки рудного тела, пласта или указанных выше пород. При этом в зависимости от применяемой технологии, целики или извлекают после обработки основной части полезного ископаемого на участке, горизонте или же оставляют в недрах, что естественно приводит к увеличению потерь полезных ископаемых. Извлечение целиков, как правило, сопровождается трудностями в организации и обеспечении работ, а иногда требует применения специфических систем разработки.

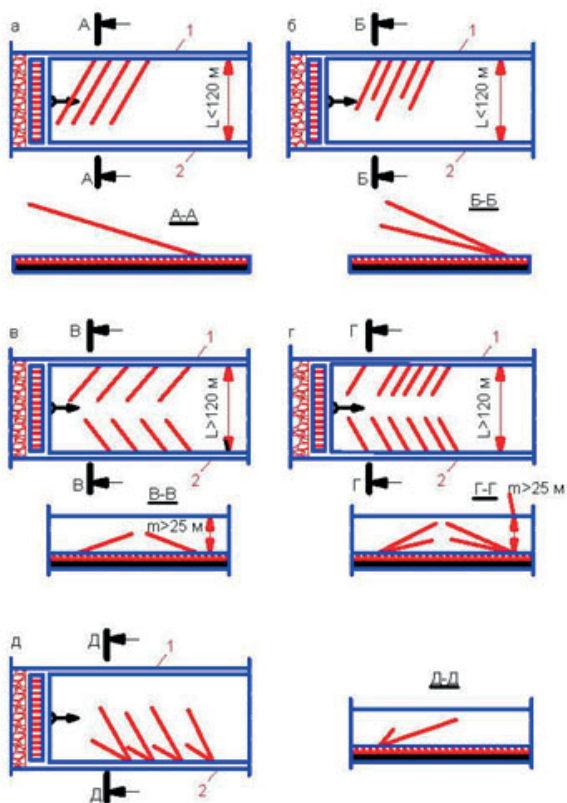


Рисунок 7.4 – Способы расположения скважин при гидрообработке: а – односторонняя одноярусная; б – двусторонняя одноярусная; в – односторонняя двухъярусная; г – двусторонняя двухъярусная; д – кустовая; 1 – вентиляционный штрек; 2 – конвейерный штрек

Целики предназначены для предотвращения развития недопустимых деформаций в массиве окружающих пород и предотвращения увеличения размеров зон разрушения. В зависимости от того, для чего они предназначены и каковы сроки их существования, целики подразделяют на несколько видов. Целики, предназначенные для охраны сооружений поверхностного комплекса шахт и рудников от вредного влияния очистных работ, называют *предохранительными*, срок их службы составляет обычно несколько десятилетий и часто совпадает с общим сроком эксплуатации горнорудного предприятия. Для охраны капитальных вскрывающих выработок (стволов, штолен, штреков или квершлаггов) оставляют соответствующие охранные целики (околоствольные, около-штольневые, над- и подштрековые). Срок их службы также весьма длителен.

В случаях, если оставляют целики излишне больших размеров, это приводит к неоправданным потерям, если же размеры целиков недостаточны, то происходит их разрушение, которое влечет за собой перераспределение напряжений в окружающем массиве пород, часто в обширных областях. Поэтому определение предельно допустимых размеров

обнажений пород в очистных выработках и расчет оптимальных параметров целиков являются весьма актуальным.

Все многообразие пространственных схем расположения целиков, встречающихся при разработке пластовых и рудных месторождений, может быть сведено к следующим основным случаям:

а) неограниченная периодическая последовательность одинаковых по своим размерам и формам междукамерных, околоштрековых и других целиков;

б) неограниченная периодическая последовательность целиков различных размеров и форм;

в) бессистемное расположение целиков различных размеров и конфигураций в плане.

При этом по конфигурации горизонтальных сечений различают целики *ленточные* и *столбчатые*.

Поскольку очистные выработки и целики образуют единую пространственную систему в массиве горных пород, их оптимальные параметры должны быть взаимосвязаны и взаимообусловлены. С параметрами очистных выработок и целиков непосредственно связаны размеры области массива пород, которые вовлекаются в процесс деформирования при ведении очистных работ. Поэтому для обоснованного определения оптимальных параметров систем разработки, в частности размеров очистных выработок и целиков, требуется анализировать напряженно-деформированное состояние системы целик – очистная выработка – толща вмещающих пород.

Обычно в каждом конкретном случае стремятся выявить наиболее слабое звено – лимитирующий элемент, устойчивое состояние которого предопределяет состояние всех остальных звеньев, и, исходя из параметров этого элемента, устанавливают остальные параметры системы разработки. Подобными лимитирующими элементами являются целики или кровля камер, реже – вышележащая толща пород.

Для расчета оптимальных параметров очистных выработок и целиков необходимо:

а) установить характеристики нагрузок, действующие в массиве пород, вмещающем элементы системы разработки, размеры которых подлежат определению;

б) по значениям нагрузок вычислить параметры вызываемых ими напряжений и деформаций в потолочинах и целиках;

в) на основании перечисленных выше характеристик напряженно-деформированного состояния и сравнения их с деформационно-прочностными параметрами пород, слагающих потолочины, кровлю и целики, оценить несущую способность и устойчивость этих элементов.

Расстояние между опорными целиками принимают обычно от 6 до 20 м в зависимости от допустимого пролета обнажения кровли.

Необходимые поперечные размеры целика находят из условия:

$$S\gamma HK / S_{\text{ц}} \leq \sigma_{\text{сж}} K_{\text{форм}} / n, \quad (7.20)$$

где S – площадь кровли, поддерживаемая целиком; γ – объемный вес налегающих пород; K – коэффициент, учитывающий, что часть давления налегающей толщи передается на окружающий массив; $S_{\text{ц}}$ – площадь поперечного сечения целика, м²; $\sigma_{\text{сж}}$ – прочность руды на одноосное сжатие тс/м²; n – запас прочности, учитывающий неравномерность распределения нагрузки между разными целиками и неравномерность напряжений по сечению целика.

Изоляция подземных пустот. При разработке рудных месторождений системами с магазинированием руд, подэтажными штреками и ортами, сплошной и камерно-столбовой, образуются подземные пустоты, которые отличаются разнообразием форм и зависят от размеров конфигурации обрабатываемых залежей (линзы, штоки, различные гнезда и т. д.).

Образование подземных пустот значительных размеров при отсутствии планомерной их ликвидации после окончания очистной выемки создает небезопасные условия труда вследствие возможных самообрушений потолочин камер или вмещающих пород. При таких обрушениях, помимо разрушения выработок, расположенных в непосредственной близости к пустоте, возможны серьезные аварии, вызываемые воздушными ударами и на значительном удалении от места обрушения. Явление воздушного удара заключается в том, что выталкиваемый обрушающимися породами воздух, заключенный в объеме пустоты, проходя со значительной скоростью по выработкам, оказывает действие, аналогичное опустошительному урагану, сметающему все на своем пути. В результате мгновенного протекания процесса, обусловленного временем свободного падения руды или пород, заключенный в пустоте воздух, объемом иногда в несколько сотен тысяч кубометров, выталкивается под давлением и с большой скоростью в выработки небольшого сечения. При воздушных ударах значительной силы разрушаются: крепь выработок, кабельная сеть, трубопроводы, вентиляционные перемычки, иногда и стволы шахт.

Так, например, на рудниках Атлантик и Ульверин (США) сила воздушного удара при одной из катастроф была настолько велика, что из ствола шахты были выброшены обломки руды на высоту 45 м.

Целый ряд самообрушений на рудниках Криворожского бассейна, Джезказгана и других причинил немало вреда производству, нарушая ритмичную работу шахт. Так, в Джезказгане, первое крупное обрушение кровли площадью 1000 м² с разрушением двух отдельных целиков, произошло в январе 1955 г. на горизонте 295 м на шахте «Кресто-Запад». Мощность обрушенного слоя была равна 4 м. В последующем на этом же участке произошло дополнительное обрушение на площади 400 м. Здесь было раздавлено 19 опорных и 7 панельных целиков.

Все это заставляет изменить существующее ранее мнение о невозможности самообрушения налегающей толщи пород и поверхности в условиях Джезказганского рудника и подходить более серьезно к вопросу погашения подземных пустот.

На руднике в настоящее время предпринимаются меры, обеспечивающие создание надежных опор, противостоящих действующему горному давлению при таких значительных площадях разработки, как оставление массивных рудных целиков, создание искусственных бетонных опор, укрепление рудных целиков путем заполнения камер твердеющей закладкой.

Значительный объем подземных пустот накоплен также на рудниках Кыргызстана. Разработка месторождений руд цветных и редких металлов в условиях Кыргызстана имеет характерные особенности, связанные с геологическим строением, горнотехническими факторами и масштабами работ. Основные из этих особенностей:

1. Большинство месторождений представлено гнездовыми телами или сравнительно небольшими пластовыми залежами.

2. Рудные месторождения, как правило, представлены залежами с весьма сложными элементами залегания и неравномерным содержанием металлов.

3. Многие рудники расположены в горных районах на большой высоте и поверхности рудных полей представлены гористой и скалистой местностью, в основном не застроенной различного рода сооружениями.

4. Неравномерность распределения металлов и отсутствие на большинстве месторождений четких контактов рудных тел с вмещающими породами затрудняют применение систем с отбойкой глубокими скважинами из-за потерь и разубоживания руды, поэтому на большинстве рудников производится мелкошпуровая отбойка.

Способы погашения подземных пустот. Применяют следующие способы:

- 1) обрушение вышележащих пород взрывными работами;
- 2) закладка выработанного пространства различными материалами: хвостами обогатительных фабрик, шлаком, пустой породой;
- 3) изоляция выработанного пространства искусственными сооружениями.

Характерными для первого метода являются: опасность, связанная с производством работ над пустотой в потолочине; большой объем нарезных работ, весьма трудоемких и малоэффективных; трудные условия проходки и забойки выработок; большой расход ВВ.

На Хайдарканском руднике при доработке запасов открытым способом производилось погашение подземных пустот следующим образом. Потолочины камер, мощностью от 10 до 30 м, обуривались станками канатно-ударного бурения. Примененные ВВ – в основном зарногранулит 90/20, удельный расход которого составляет $0,44 \div 0,49$ кг/м³.

Погашение подземных пустот массовыми взрывами скважинных зарядов широко применяют на Блявинском, Старо-Сибайском, Алтын-Тоинацком, Лениногорском месторождениях. На некоторых месторождениях в качестве способа ликвидации подземных пустот применяют закладку выработанного пространства. Закладка не устраняет напряжения в массиве окружающих пород, она только уменьшает возможность внезапного обрушения. Здесь в первую очередь устраняется опасность воздушных ударов.

В зависимости от способов производства работ различают следующие закладки:

- 1) самотечную, при которой закладочный материал перемещается в выработанное пространство под действием силы тяжести;
- 2) механическую, когда закладочный материал размещается в выработанном пространстве специальными механизмами и машинами (специальные установки, метательные машины);
- 3) гидравлическую – закладочный материал, предварительно смешанный с водой, по трубам перемещается под действием сжатого воздуха.

Плотность и усадка закладочного материала – главные свойства, характеризующие его надежность – зависят от гранулометрического состава закладочного материала, твердости, прочности и формы его кусков, а также от способа укладки материала в выработанном пространстве.

Так, на Миргалимсайском руднике из существующих способов погашения подземных пустот выбрали закладку выработанного пространства, т. к. затраты на закладку подземных пород хвостами обогатительной фабрики намного меньше затрат на погашение выработанного пространства. Всего было заложено 150 тыс. м³ подземных пустот.

Наиболее перспективный вид твердеющей закладки – бетонозакладка. Она применяется, в основном, для заполнения выработанных пространств между целиками и блоками руды с целью облегчения последующей их выемки – этот метод широко применяют на Зыряновском руднике, руднике Текели, руднике Норильского комбината.

Способ изоляции выработанного пространства заключается в изолировании подземных пустот от выработок шахты путем устройства искусственных сооружений: барьерных и ленточных целиков, создание полос из закладки или обрушенных пород, перемычек, обрушения кровли подходных выработок, непосредственным соединением подземных пустот с поверхностью.

В некоторых случаях изоляция подземных пустот производится путем обрушения кровли подходных выработок. Кровлю подрывают на высоту примерно равную двум высотам заваливаемой выработки. Такой метод изоляции пустот довольно прост, требует небольших затрат труда и средств и может быть применен на любом руднике, где имеется

опасность воздушных ударов из-за управляемого обрушения кровли выработанного пространства.

Для изоляции подземных пустот в зависимости от их размеров можно применять различного рода искусственные сооружения (рисунок 7.5): глухие и костровые перемычки, защитные полосы из обрушенных пород, закладки, завал подходов выработок обрушенными породами, оставление барьерных и ленточных целиков, соединение пустот с поверхностью. Выбор изоляционных перемычек и соединений зависит от величины возможных скоростей воздушного потока и назначения изолирующих устройств.

В очистных выработках применяются следующие изолирующие устройства и сооружения:

1. Породные полосы, образованные путем подрывки кровли взрывными работами на высоту, равную двум высотам камеры. Такой метод изоляции можно применять при сравнительно небольшой мощности залежи.

2. Бутовые полосы, выкладываемые из пустой породы, добываемой попутно, привозимой извне или путем подрывки вышеупомянутых пород.

3. Бетонные или шлакобетонные полосы.

Длина завала с учетом ударной волны определяется по формуле:

$$l = C_x \gamma V^2 / gf \gamma_1, \quad (7.21)$$

где C_x – безразмерный коэффициент лобового сопротивления (1,1–1,027); C_x – удельный вес воздуха, кг/м³; g – ускорение силы тяжести, м/сек; γ_1 – объемный вес породы, кг/м³; f – коэффициент внутреннего трения породы; V – скорость воздушного потока, м/сек.

Расстояние между изоляционными полосами ориентировочно определяют как

$$L_{np} = \frac{2\sigma_{сж} H_{пз}}{\left[\gamma_1 (\sigma_{сж} + \gamma_1 Y) n_3 - \sigma_{сж} \right] tg \sigma}, \quad (7.22)$$

где H – глубина разработок, м; $\sigma_{сж}$ – предел прочности породы на сжатие т/м³; n_3 – коэффициент запаса прочности (≈ 2); γ – объемный вес пород т/м³; σ – угол обрушения горных пород.

7.3 Управление породным массивом кровли с помощью крепи

По принципиальной схеме конструкции все крепи разделяются на: индивидуальные, секционные, комплексные и агрегатные.

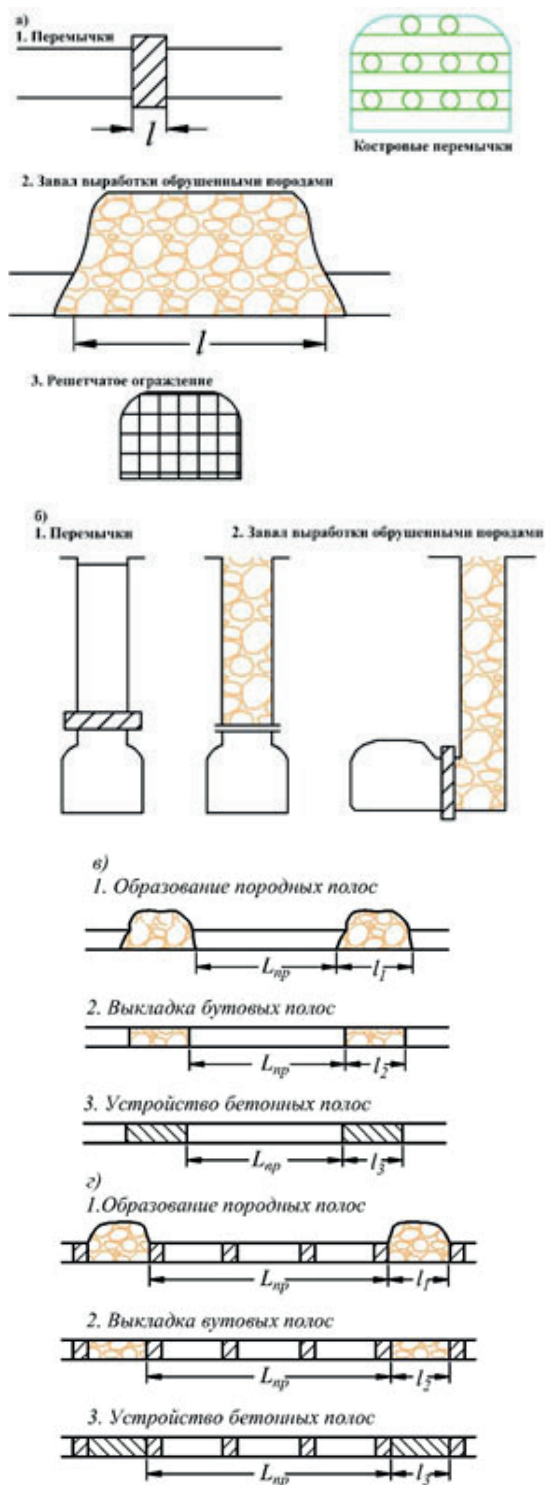


Рисунок 7.5 – Изоляционные перегородки, установленные: а – в горизонтальных выработках; б – в вертикальных выработках; в – в очистном пространстве, при сплошной выемке, г – при камерно-столбовой системе

Индивидуальная крепь состоит из стоек и верхняков. Они могут иметь разные конструкции и различные зависимости между реакцией R и просадками Δh , т. е. перемещением опоры в направлении действия силы. Эта зависимость определяется одним из углов наклона характеристики крепи к оси деформации β или к оси реакции ω (рисунок 7.6).

При прямолинейных характеристиках крепи отношение $R/\Delta h$ отражает жесткость крепи. Обратное отношение $\Delta h/R$, отражает податливость крепи и характеризует уменьшение нагрузки на стойку.

По А.А. Борису все виды крепи разделяются на три типа:

I ($0 < \text{tg} \beta < \infty$) – нарастающего сопротивления, у которых $R = f(\text{tg} \beta)$. Их обычно делят на крепи крутонарастающего и пологонарастающего сопротивления;

II ($\text{tg} \beta = 0$) – постоянного сопротивления, имеющих $R = \text{const}$ (рисунок 7.7);

III ($\text{tg} \beta \rightarrow \infty$) – жесткие.

Основные технологические характеристики крепи: начальный распор, начальное сопротивление, раздвижность, нормальное рабочее сопротивление стойки, максимальная расчетная посадка, несущая способность.

Под начальным распором понимают начальное усилие, создаваемое в стойке при ее установке в рабочее положение. После установки стойка начинает сопротивляться опусканию пород кровли и проседать только после преодоления ее начального сопротивления R_H .

Нормальное рабочее сопротивление стойки R_p представляет собой среднее значение максимально достижимого сопротивления стойки

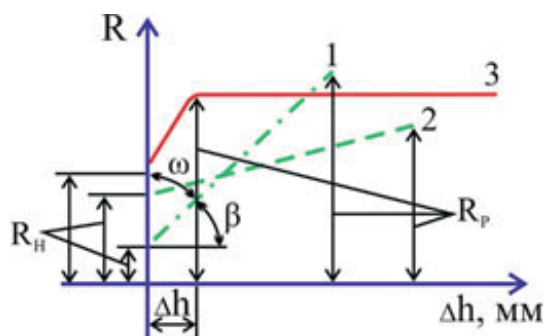


Рисунок 7.6 – Рабочие характеристики стоек

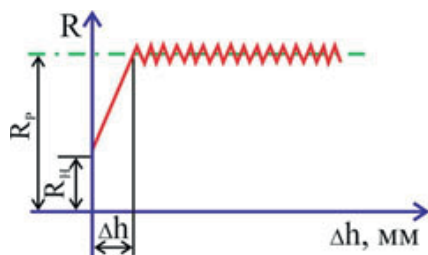


Рисунок 7.7 – Характеристики стойки постоянного сопротивления

опусканию кровли. Изменение сопротивления стойки опусканию пород кровли при ее податливости называют рабочей характеристикой стойки.

Под действием давления пород кровли длина стойки уменьшается на величину *просадки стойки*. После максимальной посадки несущая способность крепи оказывается исчерпанной и тогда происходит ее разрушение.

Важной характеристикой крепи является ее *раздвижность* – предельно допустимое увеличение длины стойки за счет выдвигной части.

Призобойные и посадочные стойки могут быть стойками трения и гидравлическими.

Посадочные: деревянные (органные), металлические, например, ОКУ. Это раздвижные податливые стойки с рабочей характеристикой нарастающего сопротивления. Их устанавливают на пласты с углом падения до 25° мощностью $0,45 \div 2$ м. В зависимости от типа и размера податливость стоек изменяется от 40 до 140 мм, а рабочее сопротивление – от 1000 до 2000 кН.

Механизированной называют самопередвигающуюся крепь, преимущественно гидрофицированную, которая ограждает призобойное пространство и механизмирует процессы крепления, управления кровлей и передвижки забойного конвейера (рисунок 7.8).

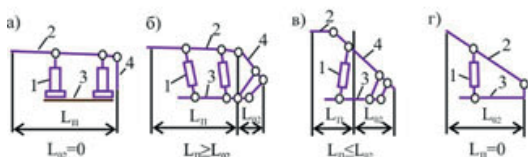
Обеспечение устойчивости пород кровли в призобойном пространстве – основное условие производительной работы очистного забоя. Состояние пород кровли в призобойном пространстве зависит как от состава пород, так и от крепи и ее параметров.

По устойчивости кровли разделяют три ее класса:

I – неустойчивая ложная, представленная слоями глинистых и песчаных сланцев мощностью не более 0,1–0,2 м и прочностью на сжатие 15–20 МПа, а также породы, нарушенные густой трещиноватостью;

1)

2)



Конструктивная схема секции	Однорядная	Двурядная	Трехрядная
	Одностоячая		
Рамная	—		
Кустовая			

Рисунок 7.8 – Принципиальные (1) и конструктивные (2) схемы механизированных крепей: а – поддерживающие элементы: 1 – несущие, 2 – поддерживающие, 3 – опорные, 4 – защитные или ограждающие; б – поддерживающие – ограждающие: L_n – проекция поддерживающих элементов на горизонтальную плоскость, $L_{ор}$ – проекция ограждающих элементов; в – ограждающе-поддерживающей; г – ограждающей

II – средней устойчивости, представленная глинистыми и песчаными сланцами мощностью отдельных слоев 0,2–0,5 м и $\sigma_{сж} = 50–70$ МПа;

III – устойчивая с отдельными слоями мощностью более 0,8–1,0 м и прочностью 70 МПа.

По результатам многочисленных экспериментов по выбору сопротивления кровли в очистных забоях установлена гиперболическая зависимость между сопротивлением крепи и относительной конвергенцией (таблица 7.2). При удельном сопротивлении крепи в пределах 30–100 Кн/м², кривая падает круто, а при больших значениях – выполаживается (рисунок 7.9).

Таблица 7.2 – Гиперболическая зависимость между сопротивлением крепи и относительной конвергенцией

Удельное сопротивление крепи, КН/м ²	50	800	100
Относительная конвергенция, мм/м	80	40	Очень малая

Это объясняется тем, что если непосредственная кривая прижата к основной, то происходит их совместное оседание, чему сопротивление крепи вряд ли может воспрепятствовать.

На графике видно, что управляемость смещениями кровли путем изменения сопротивления крепи возможна лишь в пределах участка II. При конструировании крепи нужно обеспечить такое ее оптимальное расчетное сопротивление $P_{ок}$, которое позволило бы управлять кровлей в пределах этого участка, т. е. $P_{ок} = P_{д}$.

Уравнение гиперболы для определения связи между смещениями и сопротивлением крепи:

$$U_k = a / P - b, \quad (7.23)$$

где U_k – податливость гидростоек крепи, мм; a и b – эмпирические коэффициенты; P – сопротивление гидростоек, кН.

Таким образом, при работе крепи в режиме взаимовлияющей деформации, большое значение имеет расчетное сопротивление крепи,

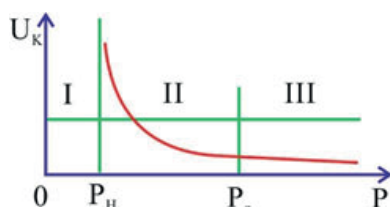


Рисунок 7.9 – График зависимости между смещениями кровли и сопротивлением крепи: P_n – сопротивление, соответствующее величине заданной нагрузки в данных условиях; P_d – наименьшее сопротивление, при котором почти вся величина смещений кровли обусловлена заданной непреодолимой деформацией

а также расстояние первого ряда стоек крепи от забоя, характеризующее ширину призабойного пространства.

С увеличением глубины разработки в очистных забоях значительно осложняются условия ведения очистных работ, и снижается нагрузка на забой. Объясняется это тремя причинами: 1) геомеханической – из-за напряженного состояния массива; 2) динамической – в связи с усилением на шахтах газоносности угольных пластов; 3) термодинамической – обусловленной ростом температуры пород с увеличением глубины.

По первой причине В.П. Зубов выделил малые, средние и большие глубины. Малые глубины характеризуются интенсивностью обрушений пород в призабойном пространстве лав, главным образом осадками основной кровли: $\eta < \sigma_H / \sigma_{сж}$, где σ_H – напряжение в нетронутом массиве; $\sigma_{сж}$ – предел прочности на одноосное сжатие непосредственной кровли.

На средних глубинах разработки интенсивность обрушений кровли в призабойном пространстве в равной степени обусловлена осадками основной кровли и нарушением непосредственной кровли впереди забоя лавы трещинами эксплуатационного происхождения: $\eta = 0,4 \div 0,6$.

Большие глубины разработки – это такие, при которых основной причиной обрушения кровли в призабойное пространство является нарушение пород непосредственной кровли впереди забоя лавы трещинами эксплуатационного происхождения: $\eta > 0,61$.

Новый подход к пониманию глубоких выработок предложен Е.И. Шемякиным: за критерий для отнесения выработок к глубоким, следует принять наличие горизонтальной дезинтеграции горных пород. В этом случае все выработки можно делить только на две группы: глубокие и неглубокие. Если вблизи выработки имеется зональная дезинтеграция пород, то эта выработка глубокая, в противном случае – неглубокая.

7.4 Геомеханические процессы при надработке и подработке пластов

7.4.1 Напряжения и деформации в толщах пород при надработке пластов и жил

На практике часто разрабатываются свиты угольных пластов. Эффективная и безопасная отработка сближенных пластов в свитах требует научного обоснования порядка и очередности их выемки.

Породы, расположенные выше очистной выработки, называются подработанными, а расположенные ниже плоскости обрабатываемого слоя (пласта) – надработанными. В подработанных породах направление сил тяжести согласуется с направлением смещений, что приводит к расслоению слоев непосредственной кровли на плиты, консоли, балки.

Изменение свойств подработанных пород определяется главным образом их разуплотнением как в зоне беспорядочного обрушения, где оно особенно велико, так и на контактах более удаленных слоев при их смещениях, а также на контактах трещин.

Разница между смещениями при первичной и вторичной надработках тем больше, чем прочнее породы: слабые породы обычно пластичнее, чем прочные, и легко возвращаются к более компактному состоянию.

Увеличение объема массива пород вследствие разуплотнения за счет перемещения отдельных его элементов по неровным поверхностям не может не учитываться при решении целого ряда вопросов. Прежде всего, должны учитываться некоторые следствия:

- модуль упругости подработанного массива пород существенно снижается, причем все более заметно по мере приближения к отработанному пласту;
- при оценке степени разгрузки массива пород и угля в зависимости от мощности защитного пласта должен учитываться эффект увеличения объема пород при их деформации.

При кратности надработки до 8 отмечено существенное изменение механических свойств подработанных пластов: прочность снижается в 2 раза, степень упругости – в 2–4 раза. Величина напряжений в подработанных породах существенно зависит от размеров зоны полного сдвига.

Замеры показали, что в зонах опорного давления породы, залегающие выше и ниже отработываемого пласта, смещаются в направлении нормали к напластованию в сторону от земной поверхности. Величины смещения являются интегралом элементарных деформаций отдельных слоев. С удалением от пласта в сторону почвы они затухают, в сторону кровли – возрастают в сторону земной поверхности. Точка максимума указанных смещений характеризуется отсутствием деформаций сжатия. В проявлениях защитного действия пластов не наблюдается существенных различий между отдельными месторождениями: протяженность зоны опорного давления примерно одинакова (начало зоны в 30–80 м впереди забоя лавы), положение точки максимума зоны опорного давления – в 2–15 м впереди забоя лавы, положение точки максимума разгрузки – в 20–70 м позади забоя. Величина максимальных деформаций сжатия изменяется от 0,1 до 0,7 % в зависимости от мощности между пластами и свойств слагающих его пород, максимальные деформации растяжения при надработке – от 1 до 0,2 % с ростом мощности между пластами от 8 до 50–70 м; при подработке – до 2,2 %, т. е. существенно больше. Подработка оказывает большее влияние на массив, чем надработка.

Затухание деформаций ϵ с расширением пород в зоне разгрузки с удалением h от выработки в сторону ее кровли и почвы, происходит согласно выражению:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 e^{-Ch/2}, \quad (7.24)$$

где ε_0 – относительная деформация упругого расширения на уровне кровле выработки; C – коэффициент, отражающий механические свойства конкретного массива ($\sigma_{сж} = 80$ МПа, $C = 6-7$).

7.4.2 Зоны разгрузки и опорного давления при надработке и подработке

Выработки при проведении их в подработанном и надработанном массиве могут попадать как в область разгрузки, так и опорного давления от выработок по вынимаемому в первую очередь пласту полезного ископаемого – защитному. Опережающая отработка защитного пласта позволяет проводить горные работы по защищенным (смежным) пластам в условиях пониженного горного давления. Для этого забои выработок должны обрабатываться в разгруженных зонах. Одна из частных задач опережающей отработки защитных пластов – обеспечение устойчивости горных выработок в условиях повышенного горного давления.

В связи с этим весьма важно знать, какие факторы наиболее существенно влияют на размеры и положение зон разгрузки и опорного давления.

Ширина выработанного пространства и прочность пород. Прямая зависимость величины зоны разгрузки L от ширины выработки $2h_0$ сохраняется до некоторой предельной ширины выработки: $2h_0 = a_{пред.}$.

При $2h_0 > a_{пред.}$, горизонтальная ось эллипсов (расстояние от края очистного забоя, на котором напряжение становится опасным – больше γH_0).

$$L_1 = 2H_0 ctg\psi, \quad (7.25)$$

где H_0 – глубина, на которой в первые атаки проявляются какие-либо опасные явления; ψ – угол сдвижения.

Степень влияния обрушения кровли на породы почвы можно охарактеризовать параметром сдвижения q :

$$q = \frac{2h_0}{2H_0 ctg\psi}, \quad (7.26)$$

при $2h_0 = 0$ (отсутствие обрушения), $q = 0$.

Если проекция зоны полного сдвижения на разрезе вкрест простирания касается вершиной треугольника земной поверхности, то $q = 1$ ($a = 2H_0 ctg\psi$).

При $a \leq 2H_0 ctg\psi$, $0 < q \leq 1$ и $q = 1$, при $a = 2H_0 ctg\psi$.

Мощность пласта. Возможны два случая расширения пород кровли и почвы в выработку:

- 1) суммарное смещение пород в выработку проявилось полностью – полная разгрузка;
- 2) мощность пласта меньше возможного расширения пород – частичная разгрузка.

Для полной разгрузки необходимо, чтобы

$$2h \geq \frac{1}{C} a\varepsilon. \quad (7.27)$$

Предельный пролет, при котором наступает соединение кровли с почвой:

$$a_{пред.} = C2h / \varepsilon_0. \quad (7.28)$$

Угол падения. Влияние угла падения на положение зоны разгрузки к настоящему времени изучено достаточно полно для всех основных бассейнов; при горизонтальном залегании пластов больше полуоси эллипсов оконтуривающих зоны разгрузки, они направлены по нормальям к напластованию.

От угла падения пластов α зависит изменение угла θ_0 , наклоны большой полуоси эллипса разгрузки к горизонту (таблица 7.3).

Таблица 7.3 – Зависимость θ_0 от угла падения пластов α

α , град.	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
θ_0 , град.	90	83	77	71	65	56	48	36	22	0

Глубина работ. Влияние глубины ведения работ изучено еще недостаточно, но известно, что с увеличением глубины размеры зон разгрузки и защиты уменьшаются, причем не пропорционально $1/H$, а медленнее.

Наиболее интенсивное распространение области предельного напряженного состояния отмечается до глубины 200–300 м, затем даже на больших глубинах не превышает $(3,54)h$. На одинаковых глубинах размер области определяется, в первую очередь, углом внутреннего трения ν , мощностью пласта. С увеличением прочности пород коэффициент концентрации напряжений растет.

7.4.3 Границы защитного действия пластов и жил

Основная цель управления массивом подработкой и надработкой – предотвращение горных ударов и внезапных выбросов на подзащитных пластах. В идеальных случаях защитную выемку применяют для предотвращения выбросов, а локальную подработку – для обеспечения устойчивости наиболее ответственных горных выработок.

Защитным считается пласт, первоочередная отработка которого обеспечивает ведение горных работ на соседних, склонных

к динамическим явлениям, пластам. Первоочередная обработка защитного пласта приводит к созданию зоны разгрузки. Предложен ряд инженерных способов расчета и построения защитных зон.

Применительно к выработкам с малым пролетом $2h_0 < 2H_0 2ctg\psi$, построение защитных зон достаточно просто, в случае же больших пролетов конфигурация разгруженных зон и их построение достаточно сложна.

Для большинства встречающихся в практике случаев достаточно ограничиться построением защищенных зон по методу ВНИМИ. При построении границ защищенных зон учитывают величину между пластами h , ширину (проектную) выработки $2h_0 = a$ и угол падения пласта α .

Рассматриваются два случая расчета защищенных зон при ведении работ (рисунок 7.10): 1) с оставлением целиков у вентиляционного горизонта; 2) без оставления целиков.

При малых пролетах выработок ($a < 2H_0 2ctg\psi$) и при оставлении целиков у вентиляционного горизонта, ширина защищенной зоны в плоскости защитного пласта равна пролету выработки, а сечение зон разгрузки в сторону кровли и почвы ограничиваются полуэллипсами. Большие полуоси эллипсов разгрузки прислонены к горизонту под углами.

Разгрузка наиболее эффективна в случаях: подработки на расстоянии до $0,7a$, но не более 100 м; надработки до $0,5a$, но не более 60 м. Углы $\theta_0, \gamma_1, \gamma_2$ определяются в зависимости от угла падения α .

Высота защищенной зоны при подработке и надработке соответственно:

$$S_1 = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot S_1^1, \quad (7.29)$$

$$S_2 = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot S_2^1, \quad (7.30)$$

где S_1^1 и S_2^1 – размеры защищенной зоны в кровле и почве без учета поправок на состав пород междупластья и мощность защитного пласта. Выбирается из таблицы в зависимости от глубины ведения горных пород и ширины выработки; β_1 – коэффициент, учитывающий значение мощности защитного пласта; β_2 – коэффициент, учитывающий процентное содержание песчаников в породах междупластья:

$$\beta_1 = m_{эф} / m_0 \leq 1, \quad (7.31)$$

где m_0 – критическая мощность защитного пласта; $m_{эф}$ – эффективная мощность защитного пласта, учитывающая способ управления кровлей.

При полном обрушении $m_{эф} = m = 2h$, т. е. эффективная мощность равна мощности защитного пласта. При закладке $m_{эф} = km$ (коэффициент, учитывающий компрессионное свойство закладочного материала $R = 0,20,3$). При управлении кровлей удержанием на кострах $k = 0,7$.

Коэффициент $\beta_2 = 1$ при $< 50\%$ и $\beta_2 = 1 - 0,4\eta / 100$ при $> 50\%$.

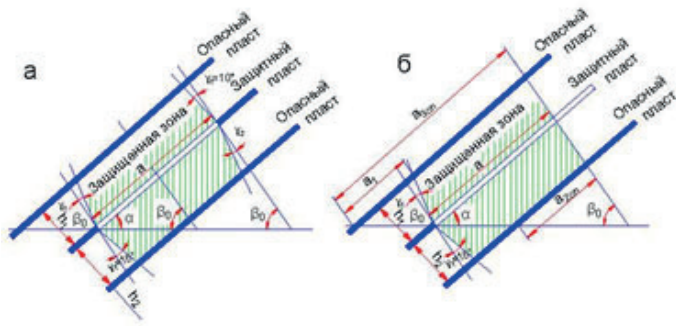


Рисунок 7.10 – Схема к расчету защищенной зоны при обработке защитного пласта столбами по простиранию: а – с оставлением целиков; б – без оставления целиков на вентиляционном горизонте

При отсутствии целиков на вентиляционном горизонте ширина защитной зоны в сторону восстания в плоскости защитного пласта определяется из соотношения:

$$L_2 = H_0 \sin \rho_0 / \sin \psi, \quad (7.32)$$

где $\rho_0 = 90^\circ \psi$; $\psi_1 = 180 - (\alpha + \theta_0 + \rho_0)$.

Значения углов ψ для Донецкого, Кузнецкого и Печорского бассейнов принимаются в 55° , для Кизеловского – 50° . Для упрощения расчетов принимают:

$$L_2 = 0,6H_0. \quad (7.33)$$

На практике интересует не столько величина L_2 , сколько максимально допустимая величина этажа $a_{дон}$ по опасному пласту, при которой еще обеспечивается защита верхней части выработки, а также по определению размеров a_1 незащищенного участка в нижней части этажа по верхнему пласту, который при подработке не защищен.

При надработке:

$$a_{дон} \leq \left[H_0 - \frac{h_2}{\sin(\alpha + \theta_0)} \right] \cdot \frac{\sin \rho_0}{\sin \psi_1} + \frac{h_2 \cdot \sin \theta_0}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \theta_0)} \quad (7.34)$$

При подработке:

$$a_{дон} \leq \left[H_0 - \frac{h_1}{\sin(\alpha + \theta_0)} \right] \cdot \frac{\sin \rho_0}{\sin \psi_1} + \frac{h_1 \cdot \sin \theta_0}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \theta_0)}, \quad (7.35)$$

$$a_1 = \frac{h_1 \cdot \sin \theta_0}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \theta_0)}. \quad (7.36)$$

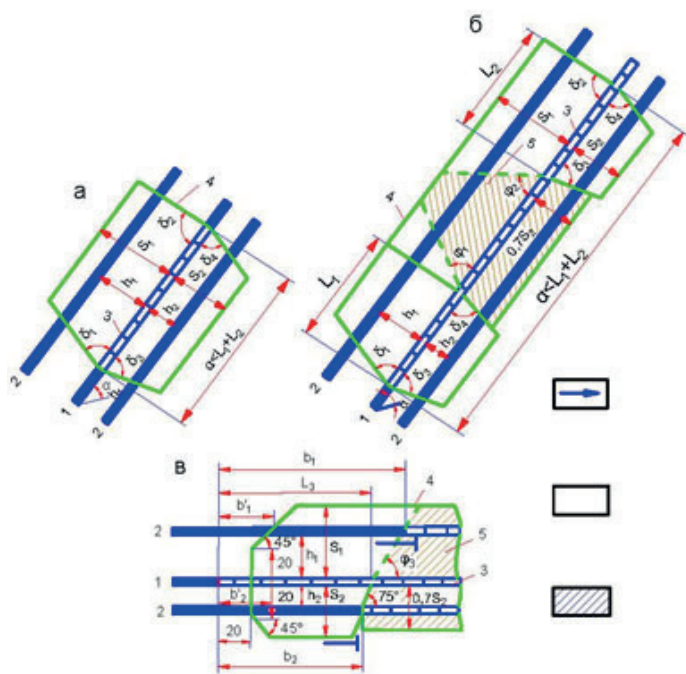


Рисунок 7.11 – Построение защитной зоны при обработке защитного пласта столбами по простираанию: а – сечение вкрест простираанию при $a < L_1 + L_2$; в – сечение по простираанию; 1 – защитный пласт; 2 – защищаемые пласты

Расчет предельной высоты этажа $a_{дон}$ дан для случая, когда в районе вентиляционного горизонта выемка защитного пласта ведется без оставления целиков. Если же работы ведутся с целиками, способными воспринимать нагрузку, то допустимую высоту этажа по опасному пласту принимают $2a_{дон}$, величину $a_{дон}$ при надработке определяют из выражении (7.34), при подработке – из (7.35). При надработке выполняется полная защита пласта в пределах разрабатываемого этажа (рисунок 7.11).

Если указанные соотношения не выполняются, то в средней части лавы могут восстановиться первоначальные напряжения и опасность динамических явлений не устраняется.

7.4.4 Принципы и схемы использования защитных пластов

При подработке полной защиты вышележащих пластов в нижней части этажа на участке длиной a_1 не происходит, при надработке же без оставления целиков на вентиляционном горизонте, полная защита нижележащих пластов обеспечивается, но действие надработки ограничено меньшими расстояниями, чем при подработке. В тех редких случаях, когда приходится оставлять целики на вентиляционном горизонте, происходит пригрузка верхней части этажа на надрабатываемых пластах на ту же величину a_1 .

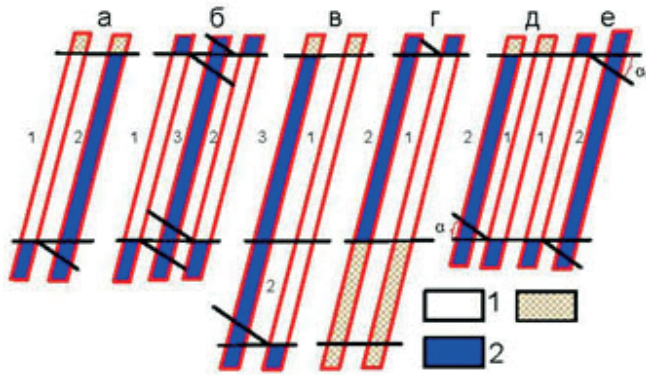


Рисунок 7.12 – Основные схемы использования защитных пластов:
1, 2, 3 – порядок отработки пластов

Эти обстоятельства учитываются при выборе очередности отработки пластов в свите: в нисходящем, восходящем или смешанном порядке.

Полная защита склонного к динамическим явлениям пласта в пределах этажа обеспечивается:

- надработкой при условии, что защитный пласт отработан на вышележащем горизонте (рисунок 7.12, а);
- двойной защитой (рисунок 7.12, б);
- подработкой при условии, что защитный пласт обрабатывается с опережением на один и более этажей (рисунок 7.12, в);
- восходящим порядком отработки этажей и пластов (рисунок 7.12, г).

В остальных случаях обеспечивается только частичная защита (рисунок 7.12, д, е).

Нисходящий порядок отработки пластов в свите при нисходящем порядке отработке этажей – наиболее совершенное сочетание горных работ, так как обеспечивает защиту нижележащих пластов на всю высоту этажа. Вместе с тем, влияние надработки распространяется на значительно меньшую глубину в породы почвы, чем влияние подработки, и поэтому при $h_2 > S_2$ необходим восходящий порядок отработки.

Однако при восходящем порядке отработки не обеспечивается полная защита подрабатываемого пласта на всю высоту этажа, нижняя часть пласта a_1 попадет в зону опорного давления.

Устранение этого недостатка достигается одним из следующих способов:

- вскрытием опасного пласта через гезенки, угол наклона которых больше угла защиты ($\theta_0 + \gamma_1$);
- отработкой нижележащего пласта с опережением на один этаж;
- дистанционным бурением углеспускных печей через 10–15 м;
- выемкой угля столбами по падению без использования щитовых агрегатов.

Учитывая горно-геологические условия разрабатываемых пластов, можно выделить три основных варианта подготовки и отработки свиты, включающей защитные пласты:

- свиты тонких и средней мощности крутых пластов;
- свиты тонких и средней мощности, пологих и наклонных пластов;
- одиночные мощные, пологие и наклонные пласты.

Возможность подработки весьма сближенных пластов определяется из условий:

$$h_{1q} \geq Km \text{ при } 2 \leq 60^i ;$$

$$h_{1q} \geq Km \cdot \sin \alpha / 2 \text{ при } 2 > 60^i ,$$

где h_{1q} – максимально допустимая мощность междупластья; m – мощность защитного пласта; K – коэффициент, учитывающий условия разработки защитного пласта и равный при разработке: 4 – пласта с закладкой; 6 – пластов тонкой и средней мощности с обрушением, 8–10 – мощных крутых пластов с обрушением кровли с различными перепусками пород (с интенсивным, слабым).

7.4.5 Управление газовым давлением при надработке и подработке

Радиус полной защиты от выбросов угля и газа по газовому фактору соответствует предельной мощности междупластья S ; между защитным и подзащитным пластами, при которой происходит дегазация пласта и снижение давления газа до безопасного уровня.

Экспериментально установлено, что остаточное давление газа подчиняется экспоненциальной зависимости:

$$P_0 = \varphi \theta^{2R} , \tag{7.37}$$

где R – радиус защитного действия по газовому фактору S , равный при надработке S_2 , при подработке – S_1 / m ; m – мощность защитного пласта; φ, α – эмпирические коэффициенты (таблица 7.4).

Таблица 7.4 – Значения коэффициентов φ и α

Коэффициент	Значение коэффициента для пластов			
	Пологих при		Крутых при	
	подработке	надработке	подработке	надработке
φ	2,803	2,19	1,65	0,551
α	0,0147	0,0416	0,0245	0,043

С учетом выражения (7.37) для тонких крутых пластов (при $< 50\%$): при подработке $R_1 < (70 \div 80) S_1 / m$; при надработке $R_2 < (40 \div 45) S_2$.

Увеличение радиуса защитного действия по газовому фактору можно достигнуть за счет дополнительной дегазации массива скважинами,

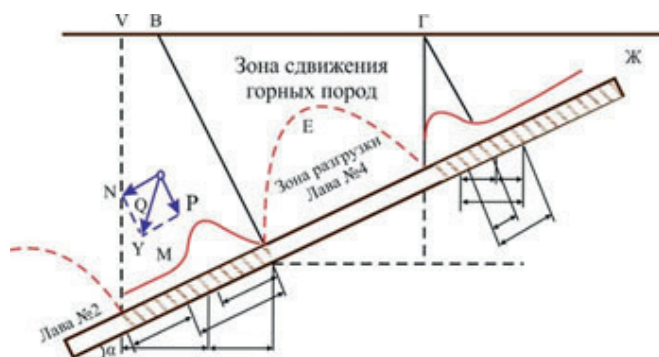


Рисунок 7.13 – Расположение полевых выработок в подрабатываемых и надрабатываемых массивах

пробуренными из выработок по защитному пласту. С увеличением глубины количество защитных пластов, особенно на крутом падении, значительно снижается. Применение искусственной дегазации позволяет увеличить объем защитных пластов до 60–70 %. Установлено, что надежным критерием защитной надработки в комплексе с дегазацией является относительное остаточное давление метана в подзащитном пласте:

$$K_6 = P_0 / p, \quad (7.38)$$

при $K_6 = 0,3 \cdot P_0 / p$ выбросы не происходят, при $K_6 = (0,4 \div 0,5) \cdot P_0 / p$ выбросоопасность резко снижается; при $K_6 > 0,6 \cdot P_0 / p$ пласт не защищается.

При $S_2 \leq 35 \div 40$ м искусственной дегазации при подработке не требуется; при $S_2 \geq 40 \div 45$ м только лишь надработка недостаточно эффективна; при $S_2 > 50$ м необходима дегазация, а при $S_2 > 80 \div 90$ м надработка в комплексе с дегазацией не обеспечивает надежной защиты.

При ведении горных работ в подрабатываемых и надрабатываемых массивах необходимо учитывать не только сами процессы (деформации, разрушения, опорное давление и т. д.), но и динамику формирования зон опорного давления и разгрузки с учетом периодичности зависания и обрушения. Определить параметры зон повышенного горного давления под целиками и краевыми частями очистных забоев.

При разработке свит пластов ведение горных работ осложняется наличием оставленных на смежных пластах предохранительных, барьерных и других целиков, а также краевых частей и створов оставленных лав.

Например, принципы решения задачи о местоположении полевых выработок. Полевые выработки, если они могут попасть в зону влияния очистных работ, следует закладывать так, чтобы они не могли оказаться в зоне влияния опорного давления и интенсивного сдвига пород (рисунок 7.13).

7.5 Геомеханические процессы в подготовительных выработках в зоне влияния очистных работ

7.5.1 Зона влияния очистных работ впереди и позади очистного забоя

Существует особенность деформирования пород вокруг подготовительных выработок в зоне влияния очистных работ: оно происходит в нарастающем поле напряжений, накладывающихся на поле напряжений одиночной выработки, в которой происходит увеличение размеров зон разрушения и упруго-вязких деформаций. Наиболее интенсивен этот процесс в 10–50 м впереди очистного забоя.

Пример. Месторождение шахты «Гигант-Глубокая» представлено в основном гидрогематито-мартитовыми рудами крепостью $f = 6 \div 8$. Породы лежачего бока – аспидные и хлоритовые сланцы с прослойками кварцитов с $f = 610$. Месторождение отрабатывается с обрушением налегающих пород. Глубина разработки $H = 620$ м.

Замерные станции напряжений на 5 горизонтах были расположены на различных удалениях от залежи. Места для замера напряжений были выбраны таким образом, чтобы оконтурить очистные работы и определить зоны влияния на величину горного давления.

В таблице 7.5 приведены результаты замеров напряжений, анализ которых показывает, что самые высокие напряжения испытывают породы, расположенные на расстоянии 40–50 м от очистных работ. В пунктах замеров, расположенных ближе к очистным работам, напряжения меньше по величине, так как в этих местах массив имеет возможность смещаться в сторону выработанного пространства и, следовательно, до некоторой степени разгружаться.

На рисунке 7.14 показаны эпюры главных максимальных напряжений, построенных по результатам замеров в ненарушенном массиве и в зоне влияния очистных работ. На рисунке видно, что на шахте «Гигант-Глубокая» в породах лежачего бока на удалении 90–100 м максимальные напряжения равны γH .

Исследования показывают, что:

- нарушенность пород определяет устойчивость выработок только до их подработки; в процессе подработки нарушенность играет подчиненную роль. Основные факторы, определяющие устойчивость выработок в процессе подработки, – вертикальные деформации массива горных пород, ориентировка выработки по отношению к фронту очистных работ и предельные относительные деформации изгиба;
- устойчивость выработок, ориентированных перпендикулярно фронту очистных работ, значительно выше, чем устойчивость выработок, ориентированных параллельно ему;

Таблица 7.5 – Результаты измерения напряжений в массиве горных пород на шахте «Гигант-Глубокая»

Место измерения			Горная порода	Главные напряжения			γ_H , кг/см ²	Коэффициент концентрации
горизонт, м	глубина от поверхности, м	расстояние от залежи, м		σ_1	σ_2	σ_3		
Вне зоны влияния очистных работ								
-380	463	520	Кварцево-хлоритово-серпичитовые сланцы	145	112	105	139	
-420	510	90	Аспидные сланцы	178	135	129	152	
-460	540	420	Аспидные сланцы	163	140	134	162	
-500	610	190	Аспидные сланцы	188	168	163	184	
-540	620	90	Аспидные сланцы	184	159	130	186	
В зоне влияния очистных работ								
-420	510	30	Хлоритовые сланцы	561	266	-13	152	3,6
-420	510	45	Хлорито-аспидные сланцы	1050	303	190	152	6,9
-420	510	60	Аспидные сланцы	865	116	0,1	152	5,7
-420	510	60	Аспидные сланцы	962	28	-38	152	6,3
-460	540	30	Хлоритовые сланцы	676	580	362	162	4,1
-500	610	В/б залежи	Гетито-гидрогематитовая руда	209	159	148	184	1,1
-500	610	Центр залежи	Гетито-гидрогематито-мартитовая руда	254	221	206	184	1,4
-540	650	35	Хлоритовые сланцы	198	155	134	195	1,07

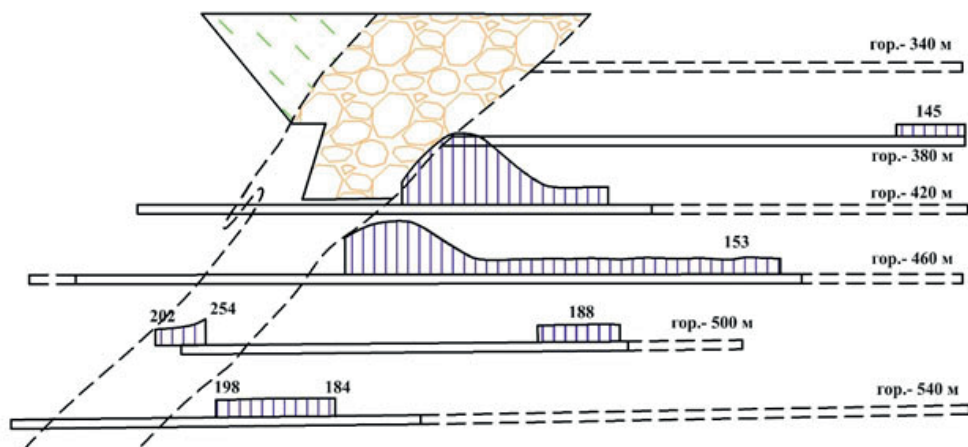


Рисунок 7.14 – Эпюры распределения напряжений в породах лежащего бока на шахте «Гигант-Глубокая»

- подрабатываемые выработки следует располагать по отношению к проектируемому выработанному пространству так, чтобы вертикальные деформации массива в направлении, параллельном их поперечному сечению, не превышали максимально допустимых в местах их расположения. Если такое расположение невозможно, выработки должны быть закреплены податливыми креплениями подерживаемого типа.

Важной характеристикой деформации массива является коэффициент расширения пород. Его изменение определяют путем наблюдения за перемещениями в массиве глубинных реперов (*I* – 1–3 м, *II* – 2–6 м).

В зависимости от свойств и структуры пород кровли в зоне опорного давления, впереди лавы суммарные коэффициенты расширения пород в зоне разрушения составляют 1,02–1,06. Наибольшие значения имеет коэффициент расширения слоев, удаленных от контура до 3–6 м.

Деформации и разрушение пород вокруг выработок, сохраняемых для повторного использования, существенно отличаются от рассмотренных выше. Это обусловлено, во-первых, предысторией деформирования массива вне зоны влияния очистных работ и в зоне влияния впереди очистного забоя. Позади очистного забоя в корне изменяются условия нагружения массива пород. Если впереди очистного забоя выработка расположена в массиве, то на сопряжении с лавой кровля не имеет боковой опоры до возведения охранных сооружений.

После возведения охранных сооружений кровля пласта опускается за счет их податливости, что часто приводит к ее расслоению. В зависимости от состава пород кровли и типа охранного сооружения, это опускание может быть различным по величине.

Большое распространение при проведении выработок позади очистной выработки при сплошной системе разработки угля находят способы охраны выработок по схемам: «бутовая полоса – массив», «бутовая полоса – бутовая полоса», «целик – бутовая полоса» (рисунок 7.15).

При охране выработок двусторонними бутовыми полосами деформация кровли с удалением очистного забоя изменялась равномерно вглубь массива до 6 м, причем интенсивные смещения характерны для участка позади лавы длиной около 50 м.

Если выработка охраняется по схеме «целик – бутовая полоса» или «массив – бутовая полоса», то этот тип деформирования приводит к развороту блоков в сторону бутовой полосы. В результате происходит неравномерное нагружение крепи выработки с большими значениями давления со стороны бутовой полосы.

Практика повторного использования подготовительных выработок показывает, что оно может осуществляться либо с перекреплением выработки, либо без него.

Проявления опорного давления различны с удалением от контура выработки. Первоначально они фиксируются в слоях, удаленных на

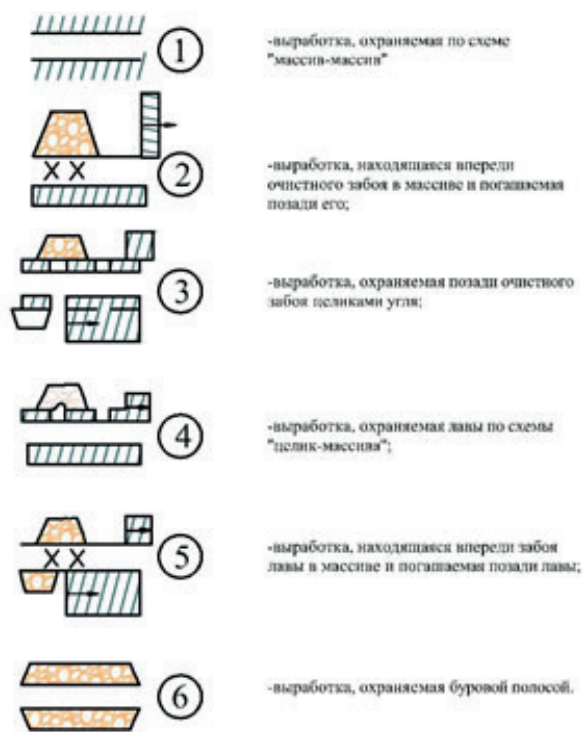


Рисунок 7.15 – Способы охраны подготовительных выработок в зоне влияния очистных работ

5–9 м и более от контура на расстоянии 40–80 м от лавы. Большое влияние на деформацию пород при повторном использовании выработок оказывает их перекрепление.

7.5.2 Управление напряженным состоянием породного массива вокруг подготовительных выработок

Концентрация напряжений в подготовительных выработках в зонах влияния очистных забоев высокая. Коэффициент концентрации напряжений в некоторых случаях достигает 5. Большое значение имеет характер приложения нагрузки к окружающим выработку породам.

Под влиянием напряжений, как было отмечено ранее, в массиве пород впереди очистного забоя происходят сложные геомеханические процессы в связи с попеременным сжатием и растяжением массива. Эта изменчивость напряжений оказывает влияние как на геомеханические процессы в очистном забое и в подготовительных выработках, так и на газодинамические и геодинамические процессы.

Позади очистных забоев качественно изменяется характер деформирования массива в связи с обрушением пород в выработанном пространстве, а также в связи со значительным ростом зон разрушения пород в окружающем массиве.

Так как причиной смещений является концентрация напряжений, то основным направлением в повышении устойчивости выработки является уменьшение концентрации напряжений до уровня, не вызывающего предельных деформаций пород.

Существующие в настоящее время способы можно разделить на локальные и региональные.

Разгрузка подготовительных выработок с помощью торпедирования пород кровли. В зоне опорного давления впереди очистного забоя напряжения вокруг подготовительных выработок растут по мере приближения очистного забоя. На глубоких шахтах зона опорного давления распространяется впереди лавы до 200 м и более. Интенсивные смещения пород начинаются в 30–50 м впереди забоя.

При выборе пути управления породами кровли необходимо заранее знать роль отдельных слоев пород и учитывать технические возможности известных в настоящее время способов.

Предотвращение передачи возникающих в кровле напряжений на породы вокруг подготовительных выработок целесообразно производить путем создания зон разрушенных пород. Это в первую очередь относится к прочным породам основной кровли. В то же время для торпедирования необходимо бурение большого числа скважин, что очень трудоемко. При этом следует учитывать, что искусственное разрушение пород выполняет три функции на разных участках выработки.

На *первом* участке в зоне опорного давления впереди лавы торпедирование предотвращает передачу напряжений на массив пород вокруг выработки.

На *втором* участке от сопряжения выработки с лавой на расстоянии, равном примерно шагу обрушения основной кровли, торпедирование уменьшает размеры зависающих плит пород за счет ослабления заделки и также создает преграду для передачи напряжений.

На *третьем* участке, расположенном позади второго, значительно сокращается роль остаточных консолей, что уменьшает часть статической составляющей опорного давления.

Технологическая схема торпедирования показана на рисунке 7.16.

Расстояние между скважинами при прочности пород до 80 МПа принимается 4–5 м, а при большой прочности – 2 м. Угол скважины в сторону выработанного пространства принимается таким, чтобы породный козырек был ≥ 1 м, а расстояние штрека до проекции забоя скважины на пласт ≤ 4 м. Исходя из этих условий, угол наклона скважины, град. составит:

$$\alpha = \arctg(\sum mp / 4), \quad (7.39)$$

где $\sum mp$ – суммарная мощность слоев, подлежащих разупрочнению, м.

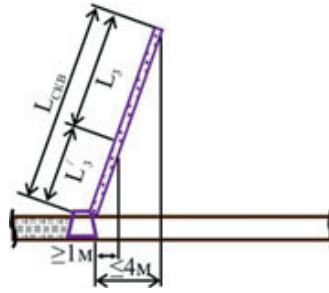


Рисунок 7.16 – Схема разупрочнения пород

Глубина заложения скважины, м:

$$L_{ск} = (0,75 \div 0,80) \cdot (\sum mp / \sin \alpha) . \quad (7.40)$$

Длина заряда ВВ, м:

$$L_з = L_з^1 / \cos \alpha . \quad (7.41)$$

В зависимости от необходимой длины козырька под охранное сооружение, м:

$$L_з^1 = 4 / L_{кзр} , \quad (7.42)$$

где $L_з^1$ – длина козырька, м.

Если условие $L_{скв} - L_з < 0,3 \cdot L_{скв}$ не выполняется, то уменьшают длину заряда, чтобы длина забойки была не менее 30 % длины скважины. Масса заряда определяется его длиной и массой ВВ на 1 м заряда.

При торпедировании: 1) снижаются пиковые нагрузки на крепь на 60–70 %, и на смещение почвы на 80–90 %; 2) уменьшается динамическая составляющая опорного давления на 60–70 % как в кровле, так и в почве выработок.

Разгрузка почвы подготовительных выработок взрыванием комфлентных зарядов. Сущность способа комфлентного взрывания (рисунок 7.17) заключается в том, что вблизи контура выработки 1 в почве пласта создаются искусственные зоны разрыхлений породы 2, образуемые взрыванием серии шнуров 3.

При разрыхлении пород вблизи контура выработки максимальные напряжения переносятся вглубь угольного массива или целиков. Кроме того, разрыхленная порода играет роль амортизирующей подушки, принимающей на себя боковые давления породы почвы.

При проведении выработок буровзрывным способом заряды ВВ взрывают одновременно с забойными шпурами. При использовании комбайнов бурение и взрывание разгрузочных шнуров производится с отставанием от забоя на 10–15 м.

Радиус разрушения пород можно определить по формуле, предложенной Г.И. Покровским:

$$R_p = \sqrt[3]{3G_{ВВ} / 4\pi\sigma_p} \cdot \sqrt{2EA / \gamma} , \quad (7.43)$$

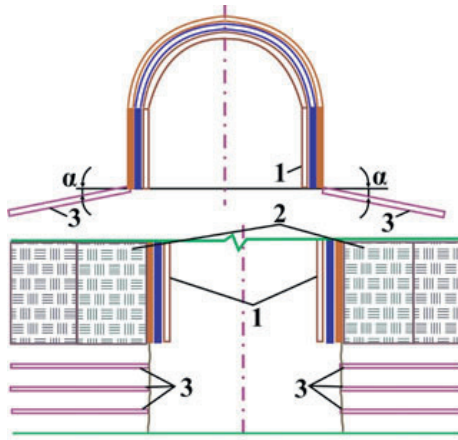


Рисунок 7.17 – Схема способа предотвращения пучения почвы с помощью камуфлетного взрывания

где G_{BB} – масса заряда; σ_p – прочность породы на разрыв; E – модуль упругости пород; A – удельная энергия взрыва; γ – плотность породы.

Для практических целей и приближенных расчетов можно принять: $A = 3 \times 10^5$ и $\gamma = 2300$, тогда

$$R_p = 1,6 \sqrt[3]{3G_{BB} / \sigma_p} \cdot \sqrt[4]{E}. \quad (7.44)$$

Взрыванием зарядов ВВ в почве горной выработки вблизи ее контура можно создать разрыхленную зону размером около 2 м, распространяющуюся под целиками на расстояние 2–3 м. В зависимости от мощности пучащих пород и глубины сдвига при пучении, шуры располагают между рамами крепи в один или два ряда под углами 15–30° и 35–60° к горизонту.

Передача бокового и вертикального давления пород через разрыхленную зону значительно уменьшается или прекращается полностью до тех пор, пока разрыхленный массив пород не приобретает первоначальную плотность.

Разгрузка выработок с помощью щелей. Различного рода трещины или щели в массиве изменяют его напряженное состояние, и максимум напряжений переносится вглубь массива. Для изменения напряженного состояния массива с помощью щелей используют несколько искусственных способов. Например, путем выбуривания скважин как непосредственно из забоя (рисунок 7.18), так и из специальных камер, создаваемых в боках выработки (рисунок 7.19).

Если напряжения не превышают предел прочности пород, то разрушение пород начинают на расстоянии 5–15 м от забоя. В этом случае изменение опорного давления можно производить путем выбуривания пласта скважинами перпендикулярно оси выработки (рисунок 7.20).

На практике используются щели длиной от 1–1,5 до 4 м. Высота щели, обеспечивающая снятие упругих деформаций, составляет

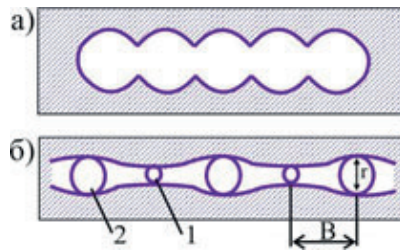


Рисунок 7.18 – Схемы создания разгрузочных щелей: а – путем выбуривания скважин; б – путем выбуривания скважин и разрушения промежутка между ними взрывом ВВ; 1– скважина; 2 – шпур для закладки ВВ

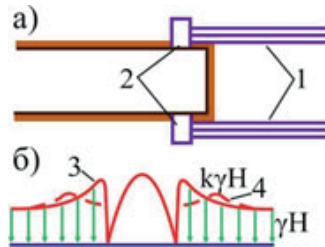


Рисунок 7.19 – Разгрузка пород с помощью выбуривания из специальных камер (а) и распределение напряжений в боках выработки (б)

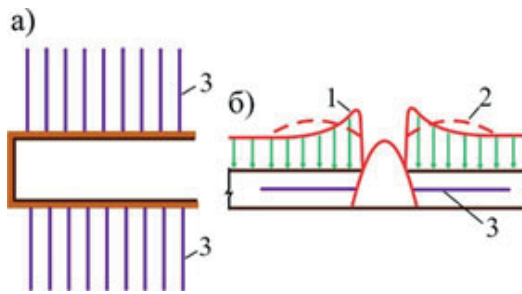


Рисунок 7.20 – Разгрузка пород с помощью выбуривания скважин, расположенных перпендикулярно оси выработки (а) и распределение напряжений вблизи контура (б): 1–2 – эпюры распределения напряжений соответственно до и после выбуривания; 3 – скважина

1,5–2,0 см, поскольку выполнить такую щель очень сложно, то обычно она имеет большую высоту.

Проведение выработок в два этапа. Для предупреждения возникновения повышенных деформаций контура, выработку рекомендуется проводить в два этапа: сначала передовую выработку (I этап), затем после образования зоны неупругих деформаций заданных размеров, ее расширяют до проектных размеров и возводят постоянную выработку (II этап).

Основные деформации пород происходят в пределах проектного контура. При его расширении деформированные породы удаляются. В результате породный контур проектного сечения сохраняется в менее нарушенном состоянии, что повышает его устойчивость в 2–2,5 раза.

Разгрузка от напряжений и упрочнение пород почвы. Способ предназначен для предотвращения пучения почвы подготовительных выработок. Разгрузку пород в почве выработки осуществляют взрыванием в шпурах зарядов ВВ, рассчитанных на образование зоны интенсивной трещиноватости. Это позволяет снять повышенные напряжения и обеспечивает проникновение скрепляющего раствора в образованные трещины (рисунок 7.21).

После выполнения указанных работ, в почве выработки образуется защитная толща укрепленных пород, несущая способность которой достигает $(2+6) \cdot 10^3$ кН на 1 м^2 почвы выработки.

Работы по разгрузке следует производить одновременно с проходческими или отставанием от забоя не более 10 м, что обусловлено образованием зоны неупругих деформаций в начальный период проведения выработки и необходимостью уже в этот период предотвратить пучение.

Деревянные крепи применяют в основном в выработках с небольшим сроком службы (2–3 года) и при установившемся горном давлении. Основная применяемая конструкция деревянной крепи – трапециевидная крепежная рама, которая может быть полной и неполной.

В настоящее время основным видом крепи подготовительных выработок являются металлические крепи из желобчатого спецпрофиля. Такой крепью закреплено свыше 75 % общей протяженности всех поддерживаемых горных выработок. Арочная податливая крепь рекомендуется для выработок, проводимых в породах крепостью $f = 3 + 9$. Металлические крепи изготавливают из стального (марки Ст 5) проката специального желобчатого профиля типа СВП шести типоразмеров: СВП-14, 17, 19, 22, 27, 33.

Взаимодействие породного массива с крепями в выработках, не подверженных влиянию очистных работ. Эксперименты показывают, что деформирование пород кровли происходит в изменяющемся поле напряжений. При этом вблизи проходческого забоя напряжения нарастают до максимальных, а в дальнейшем уменьшаются в связи с их релаксацией. Если максимальные напряжения превышают мгновенную прочность пород, то разрушение пород начинается на границе зоны влияния забоя. При соотношении напряжений $\sigma_\infty < \sigma_1 < \sigma_0$ разрушение пород может начинаться за пределами зоны влияния забоя.

Одна из основных особенностей деформирования крепи подготовительных выработок, проводимых комбайнами со скоростью 7–10 м/сутки, – формирование непосредственно у забоя в первые сутки после проведения выработки зоны разрушенных пород.

В 30–40 м от забоя выработки реализуется 40–70 % всех смещений, происходящих вне зоны влияния очистных работ. Зона разрушенных пород формируется при отсутствии взаимодействия крепи с породами кровли на расстоянии до 7 м от забоя. Изменение сопротивления крепи в 5 раз приводит к уменьшению смещений кровли примерно в 3 раза.

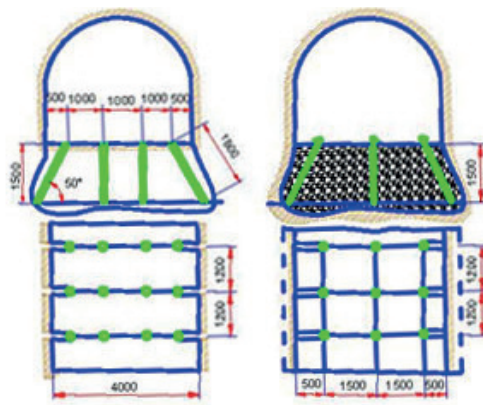


Рисунок 7.21 – Схема способа активной разгрузки пород почвы выработки (а) с последующим укреплением пород (б)

В целях максимального сокращения смещений пород при минимальном сопротивлении крепи необходимо предотвращать образование зон разрушенных пород и своевременно устанавливать крепь повышенного сопротивления.

Взаимодействие крепей с породами кровли в выработках в зонах опорного давления при: а) первичном использовании; б) повторном использовании выработки.

Выделяют два случая отработки выемочных столбов: 1) с проведением позади очистного забоя; 2) с оставлением выработки позади лавы для повторного использования.

В зависимости от сопротивления крепи изменяется и размер зоны впереди очистного забоя. Согласно экспериментальным данным, на расстоянии 200 м впереди лавы при сопротивлении крепи 40 кН/м^2 , разрушение пород распространяется на 1 м вглубь массива; соответственно 150 м – 3 м; 100 м – 5 м; 50 м – 7 м; 20 м – 10 м (от контура).

При сопротивлении крепи 240 кН/м^2 , т. е. в 6 раз больше, эти значения составляют: 15 м – 2 м; 100 м – 4 м; 75 м – 5 м; 20 м – 7 м; на сопряжении с лавой – 9 м. Особенно важно знать роль крепи и ее сопротивления в зоне опорного давления позади лавы, где в сдвигение вовлекаются еще большие массивы пород (таблица 7.6).

Таблица 7.6 – Изменение размеров зон проявления опорного давления в зависимости от сопротивления крепи

Сопротивление крепи, кН/м^2	Размер зоны временного опорного давления, м		Суммарный размер зоны временного опорного давления, м
	впереди лавы	позади лавы	
240	8,5	11,5	20
180	30	18	48
120	36	20	56
60	38	28	66

При повторном использовании выработок, деформации массива пород вокруг выработки в большой степени зависят от ее предыстории, т. е. от того, перекреплялась или нет выработка.

Как и при первичном использовании выработок, сопротивление крепи оказывает существенное влияние на размеры зон проявлений опорного давления и на деформации массивов пород. После перекрепления выработок увеличивается зона разрушения пород.

Определение сопротивления крепей подготовительных выработок. На эффективность управления породами кровли в большой степени влияет правильность выбора параметров крепи и, в первую очередь, ее сопротивление и податливость, зависящие от горно-геологических и горнотехнических условий поддержания.

Податливость крепи определяется с учетом сопротивления крепи по эмпирической формуле:

$$U = 768 - 122 \cdot l_n \cdot P, \quad (7.45)$$

где P – сопротивление крепи, кН/м².

Опускание кровли с учетом сопротивления крепи может быть определено по формуле:

$$U = 106 + 460 \cdot e^{-0,02P}. \quad (7.46)$$

Опускание кровли позади лавы может быть определено в зависимости от сопротивления крепи по формуле:

$$U = 380 + \frac{5130}{P} - 1,3 \cdot P. \quad (7.47)$$

Для расчета смещений может быть использовано уравнение:

$$U = 194 + 0,01P^2 - 0,9 \cdot P. \quad (7.48)$$

Смещение кровли с учетом сопротивления крепи может быть определено по формуле:

$$U = 54 + 18600 / P. \quad (7.49)$$

Расчетную нагрузку на все виды крепей определяют как

$$P = n \cdot K_n \cdot m_B \cdot P^H, \quad (7.50)$$

где n – коэффициент перегрузки по таблице справочника; K_n – коэффициент, учитывающий назначение выработки; m_B – коэффициент, учитывающий влияние различных способов проходки выработки; P^H – нормативная нагрузка, определяемая по графику.

Таким образом, обеспечение устойчивости горных выработок – одна из главных задач, возникающих при строительстве и эксплуатации горнодобывающих предприятий. Решение ее связано с привлечением достижений геомеханики, строительства и других отраслей науки и техники.

Несмотря на появление новых прогрессивных типов крепи и способов крепления, высокопроизводительных машин для торкретирования поверхностей и установки анкеров, процесс крепления все еще является довольно трудоемким и дорогостоящим. В зависимости от типа крепи стоимость ее возведения доходит до 35 %, а трудоемкость – до 50 % от общих затрат на проведение выработки.

Опыт эксплуатации шахт показывает, что пока еще основным способом поддержания горных выработок является их крепление металлической, бетонной и железобетонной, анкерной и комбинированной крепями. Однако все они не могут обеспечить надежность поддержания выработки, особенно в условиях повышенной трещиноватости горных пород, проявления действия химически активных вод, обильного газовыделения. Поэтому стали необходимы специальные меры по повышению их устойчивости – различные способы охраны, т. е. комплекс мероприятий, позволяющий с требуемой степенью надежности обеспечить безопасную эксплуатацию горной выработки на протяжении всего срока службы.

Теория горного давления говорит о том, что главными факторами, определяющими поведение породного массива вокруг обнажений (горной выработки), являются напряженное состояние массива и физико-механические свойства горных пород. Воздействуя на них тем или иным способом, можно добиться обеспечения устойчивости выработки без применения дорогостоящих массивных крепей.

В настоящее время в горном деле применяют следующие способы повышения устойчивости горных выработок:

- использование различных типов крепи – изолирующих, ограждающих, подпорных, анкерных, упрочняющих;
- рациональное расположение выработок в массиве;
- снижение напряженного состояния массива за счет придания выработке оптимальной формы, применения охранных целиков, разгрузки массива скважинами и взрыворазгрузки и т. д.;
- использование рациональной для конкретных горно-геологических условий технологии проведения выработок;
- упрочнение пород инъекционными способами.

Все перечисленные способы имеют свои достоинства и недостатки, однако последний считается одним из самых перспективных.

В настоящее время используется несколько способов упрочнения горных пород: механические, физические, химические, физико-химические. Механические способы упрочнения можно применить в глинистых

породах путем их уплотнения механическим воздействием. Наибольший эффект достигается применением силы взрыва, например, комфлетных зарядов.

Физические способы основаны на использовании физических процессов, позволяющих изменять свойства пород. К таким способам можно отнести электроосмотическое уплотнение, которое в основном применяют в водонасыщенных глинистых породах. Сущность этого способа заключается в осушении глин под влиянием электроосмоса, т. е. направленного движения воды к катоду. Это приводит к уменьшению глинистых частиц и увеличению сил сцепления между ними.

Другими физическими способами являются: термические – электроплавнение, обжиг, замораживание. Первый применяют при работе в пльвунах. По контуру выработки устанавливают электроды – нагреватели, которые нагреваются при прохождении через них тока и расплавляют пльвун. После остывания расплыва по периметру выработки образуется монолитная оболочка, под защитой которой можно вести проходку обычным способом.

Упрочнение при обжиге осуществляется за счет изменения физико-механических свойств пород под воздействием газообразных продуктов горения топлива, подаваемого вместе со сжатым воздухом в специальные форсунки, установленные в устье скважин. Топливо может быть жидкое, газообразное или пылевидное. Температура горения топлива 700–1000 °С. Этот способ хорошо зарекомендовал себя при упрочнении пород лёссового типа.

Метод замораживания известен давно и основан на превращении воды, находящейся в породах, в лед. Этот способ применяют при проходке в сильно обводненных породах независимо от их структуры.

В основу химических способов положен принцип инъекции – нагнетания и проникновения растворов, которые по прошествии некоторого времени, загустевают и склеивают минеральные частицы. В результате происходит повышение механической прочности и водонепроницаемости породного массива.

Одним из химических способов является силикатизация, которую применяют для укрепления песчаных и лёссовых пород. Другой разновидностью химического упрочнения является смолизация пород – инъекция в породу синтетических смол с отвердителем, которые, вступая в реакцию, проникают в поры и трещины, образуя затем с частицами породы прочные соединения.

Физико-химические способы – электрохимическое упрочнение и цементация. Первый применяют для упрочнения водонасыщенных глинистых пород с малым (меньше 0,1 м/сут) коэффициентом фильтрации. Его сущность заключается в одновременном воздействии на породы постоянного тока и химических растворов. При этом происходят процессы электроосмоса, электролиза и вторичных химических реакций.

В результате глинистые породы приобретают такую прочность, что не размокают в воде.

Цементация известна в горном деле очень давно. Ее сущность заключается в нагнетании в трещиноватые или пористые породы цементных растворов, которые, застывая, образуют с породами монолит, позволяющий повысить прочность на сжатие упрочненного породного массива до 100–110 МПа.

В последние двадцать лет наиболее широкое применение для упрочнения горных пород получила инъекция в них скрепляющих растворов. В настоящее время такой способ, независимо от типа скрепляющего раствора (цементного, химического и др.), получил название инъекционного. Инъектирование в породу цементных или цементно-песчаных растворов называют также «тампонатом».

7.6 Сдвигение породных массивов под влиянием горных работ

При разработке месторождений твердых полезных ископаемых подземным способом создается система выработок на большой площади, которые нарушают первичное поле напряжения в породном массиве. Для различных по горно-геологическим условиям месторождений применяются соответствующие им системы разработки, имеющие свои конструктивные и технологические особенности.

Пластовые месторождения, имеющие вмещающие породы прочностью 20–50 МПа (уголь, сланец, марганец и др.), отрабатываются системами со сплошной выемкой и применением механизированных добычных комплексов.

При этом происходит сдвигение пород налегающей толщи до земной поверхности. Процессы сдвигения подработанного массива оказывает отрицательное влияние на экологию площадей поверхности, под которыми происходит выемка: нарушается поверхность, водные объекты, лесные массивы, здания и сооружения, если поверхность застроена.

Наряду с этим, подработанные породы налегающей толщи теряют опору и оказывают дополнительную нагрузку на массив за контуром отработки, где располагаются выработки, по которым происходит доставка оборудования и материалов, добытого полезного ископаемого и перемещение людей. Это приводит к нарушению целостности крепи выработок, ухудшает условия и безопасность работы.

При разработке рудных залежей с крепостью вмещающих пород более 50 МПа, возникает опасный процесс напряженно-деформированного состояния приконтурных пород и элементов горных выработок. В случае, когда параметры системы отработки выбраны на основе неправильного представления о взаимодействии их с приконтурными породами, на которые оказывает дополнительную нагрузку подработанный

массив, то они не смогут противодействовать нагрузкам, и происходят необратимые деформации элементов выработок, вывалы в кровле, разрушение целиков и обрушения с выходом на дневную поверхность.

Под сдвижением понимается смещение горных пород, вызванное производством горных работ и распространяющееся на всю высоту до земной поверхности. Сдвижение вызывает в породах сжатие, растяжение и сдвиг. Породы при этом деформируются (упруго, упруго-вязко, упруго-вязко-пластично) и разрушаются. Степень деформируемости породного массива зависит от многих горно-геологических и горнотехнических факторов.

В целях обеспечения безопасности и бесперебойной добычи полезного ископаемого нельзя допустить, чтобы этот процесс был произвольным и беспорядочным. В связи с этим применяют различные методы разработки полезных ископаемых, в том числе:

- с обрушением или плавным опусканием вышележащих пород;
- с оставлением (навсегда) целиков полезного ископаемого;
- с закладкой выработанного пространства пустой породой.

Горное давление в рабочем пространстве очистной выработки проявляется в зависимости от выбранного метода разработки. При работе с обрушением выработанное пространство заполняется разрушенными породами. Причем обрушение кровли происходит в определенной последовательности путем удаления или перемещения специальной посадочной крепи.

При оставлении целиков горное давление в выемочных камерах проявляется только в виде соответствующей концентрации напряжений, воспринимаемых целиками.

При закладке выработанного пространства опускание вышележащего массива происходит в небольшой степени.

Совокупность таких мероприятий носит общее название – управление горным давлением (горное давление – это напряжение в окружающих горную выработку породах). При правильно выбранном способе управления горным давлением обеспечивается безопасность работ, повышается производительность труда, уменьшаются расход материалов и стоимость добычи, а также сокращаются потери полезного ископаемого.

Схема сдвижений горных пород. В подработанной толще в направлении вверх от выработанного пространства, выделяются три зоны, которые характеризуются различной степенью нарушенности горных пород: обрушения, прогиба с нарушением сплошности слоев в виде трещин и плавного прогиба без нарушения сплошных слоев.

Зависшие и потерявшие опору на почву пласта слои передают свою массу на окружающие очистную выработку породы, в результате образуется зона опорного давления, где вертикальные напряжения больше γH .

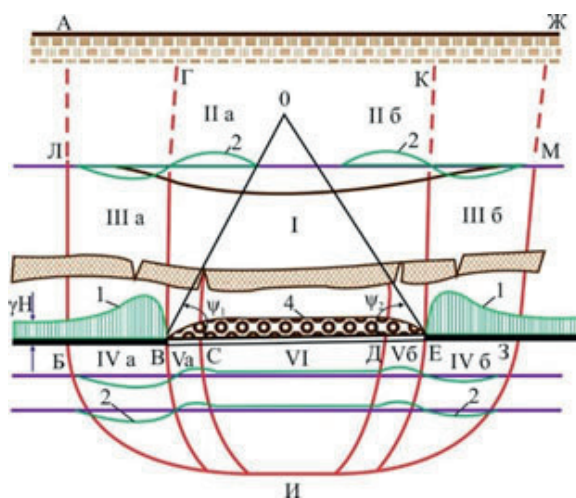


Рисунок 7.22 – Схема сдвижений горных пород

По характеру деформирования слоев горных пород и причинам, вызвавшим сдвижение, в проработанной толще после окончания процесса сдвижения можно выделить три характерные зоны (рисунок 7.22): *I* – полных сдвижений (разгрузки); *II а*, *II б* – наибольшего прогиба; *III а*, *III б* – сжатия пород (опорного давления). В зоне полных сдвижений СОД после окончания сдвижения породы занимают положение, параллельное первоначальному.

Зона полных сдвижений ограничивается линиями, проведенными от границ выработки под углами полных сдвижений, однако вблизи отработанного пласта граница контура этой зоны не доходит до границ выработки.

Зоны опорного давления распространяются от границ сдвижения подработанного массива ЛБ и МЗ и линий ВГ и ЕК, проведенных через границы выработки. Между зонами полных сдвижений и опорного давления выделяются зоны наибольшего прогиба (*II а*, *II б*). В породах почвы пласта происходит образование зон опорного давления и разгрузки. В зонах опорного давления породы сжимаются, а в зоне разгрузки расширяются и поднимаются в сторону выработки (зоны сжатия *IV а* и *IV б*, зона неравномерных поднятий *V а* и *V б*, и зона разгрузки *VI*).

Внешняя огибающая охватывает перечисленные зоны и образует контур области влияния горной выработки (АЛБИЗМЖ). Часть массива в области влияния очистной выработки, расположенная над пластом, называется подработанной, под пластом – надработанной. Соответственно этому различают зоны разгрузки при подработке и надработке.

Фактическая высота зоны интенсивного разрыхления может быть определена по формуле А.А. Борисова:

$$h_p = (m - h_c) \cdot (K_{cp} - 1), \quad (7.51)$$

где m – вынимаемая мощность разрабатываемого пласта; h_c – предел свободного опускания основной кровли; K_{cp} – средний коэффициент разрыхления.

При пологом падении полного подбучивания пород основной кровли не происходит.

По Г.Н. Кузнецову, обрушение прекращается при

$$h_{n-1} > h_c, \quad (7.52)$$

где h_{n-1} – мощность слоя, ограничивающего зону интенсивного разрыхления.

Высота обрушения до уплотнения породы может быть рассчитана по формуле:

$$h = m / K_p - 1, \quad (7.53)$$

где K_p – коэффициент разрыхления породы.

Воронки обрушения. При разработке рудных месторождений с обрушением налегающей толщи пород повсеместно отмечается явление образования воронок обрушения, выходящих на земную поверхность от очистной выработки.

Характер развития (формопроявление) воронки обрушения для различных условий неодинаков. Надежных методов прогнозирования формы воронки обрушения не существует. Характерной особенностью развития воронок обрушения является большая динамичность – со скоростью, достигающей 10 м в сутки. Зависимость диаметра α воронки обрушения от ее высоты (т. е. от глубины разработки) изменяется по криволинейному закону, носящему экспоненциальный характер. Довольно хорошо эта зависимость аппроксимируется параболой вида

$$\alpha^2 = 8H, \quad (7.54)$$

что впервые установлено В.В. Куликовым.

7.7 Гидравлические процессы в горных выработках

7.7.1 Гидростатическое поле в породных массивах

Породный массив на тех уровнях, которые достигнуты для разработки полезных ископаемых, часто обводнен. Жидкость в породных массивах присутствует как в виде свободной и гидравлически связанной, так и в виде поровой. В обоих случаях в массиве возникают дополнительные напряжения, обусловленные весом столба жидкости, взвешивающим эффектом жидкости, поровым давлением.

Исходя из того, что если напряжения (без тектонических) в массиве выше уровня подземных вод определяются равенством:

$$\sigma_z = \gamma H, \sigma_x = \sigma_y = \lambda \gamma H = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \gamma H, \quad (7.55)$$

то ниже этого уровня полное вертикальное напряжение будет определяться зависимостью:

$$\sigma_z = \sigma_s^o + \sigma_n^o, \quad (7.56)$$

где σ_s^o – исходное эффективное напряжение, численно равное реакции скелета пород на горизонтальной площадке; σ_n^o – исходное нейтральное давление жидкости, под которым в общем случае понимается как гидростатическое давление на рассматриваемой площадке, так и внутрипоровое давление.

Эффективное напряжение может быть определено из выражения:

$$\sigma_s = \gamma_w \cdot H_0 + \gamma(H - H_0), \quad (7.57)$$

где γ_w – средний объемный вес пород над точкой, находящейся ниже начального уровня подземных вод H_0 ; H – общая глубина точки; γ – средний объемный вес пород, выше уровня подземных вод.

$$\gamma_w = (\Delta - 1) \cdot (1 - n), \quad (7.58)$$

где Δ – удельный вес породы; n – пористость породы.

Нейтральное давление жидкости:

$$\sigma_n^o = \gamma_6 H_0, \quad (7.59)$$

где γ_6 – объемный вес жидкости.

7.7.2 Гидравлические процессы в горных выработках

Гидравлические процессы в горных выработках связаны молекулярным, молярным и конвективным переносом влаги в трещиновато-пористом теле, каким является окружающий породный массив.

Молекулярный перенос влаги может происходить при парообразном ее состоянии, для свободной поверхности воды, соприкасающейся с воздухом, он описывается уравнением Дальтона:

$$W_0 = \beta_m \cdot (d_{НП} - d_{НВ}) \cdot F_\tau, \quad (7.60)$$

где W_0 – количество переносимой в воздух влаги с поверхности F за время τ , м²/ч; $d_{НП}$ – влагосодержание насыщенного пара при температуре воды, кг/кг; $d_{НВ}$ – влагосодержание пара в воздухе, кг/кг; β_m – коэффициент массообмена, кг/(м²·ч), в зависимости от характера движения потока воздуха – турбулентного или ламинарного – соответственно.

$$\beta_m = \frac{\alpha_\phi}{C_p}; \beta_m = \frac{\alpha_\phi}{0,92 \cdot C_p}. \quad (7.61)$$

Молярный и конвективный перенос влаги может осуществляться в форме капиллярного движения за счет сил поверхностного натяжения на границе воды и породы, а также в форме фильтрации – под влиянием разности напоров воды в различных местах каналов.

Высота капиллярного поднятия приблизительно может быть оценена формулой Козени:

$$H_K = 0,446 \cdot \frac{1-n_n}{n_n} \cdot \frac{1}{d_s}, \quad (7.62)$$

где H_K – высота капиллярного поднятия, см; n_n – пористость, доли единицы; d_s – действующий (эффе́ктивный) размер частиц породы.

Предельная высота капиллярного поднятия: для глин составляет 6,5–12,0 м; суглинков – 3,5–6,5 м; супесей – 1,2–3,5 м; песков – 0,02–1,2 м. Время поднятия воды – от нескольких суток до года.

Фильтрация воды в трещиновато-пористых средах подчиняется закону Дарси, связывающему расход воды и напор на границах участка длиной :

$$W = K_\phi \cdot \frac{(h_H - h_K)}{l} \cdot F_\tau, \quad (7.63)$$

где K_ϕ – коэффициент фильтрации, м/ч; F – площадь фильтрующей поверхности, м²; τ – время, ч; h_H и h_K – напор в начале и в конце участка, м.

При наличии обводненных пород, окружающих выработки, основной перенос влаги происходит путем фильтрации и достигает для шахт в целом 100–300 м³/ч, а иногда и до 1000 м³/ч и более.

Основные источники шахтных вод: а) поверхностные воды, проникающие по трещинам и выработкам; б) пластовые и трещинные воды пересекаемых водоносных горизонтов; в) карстовые воды; г) технологические отработанные воды; д) воды, накопленные в отработанных участках; е) паровая и атмосферная влага при массообменных процессах в горных выработках.

Водный режим горной выработки характеризует изменение притока и дебита воды по ее длине в различные периоды времени. Приток – количество воды, поступающей в единицу времени на 1 м выработки q_s (рисунок 7.23) или по всей ее длине Q_s . Приток может быть постоянным, переменным, эпизодическим. Дебит W_s – количество воды, протекающей по выработке в единицу времени.

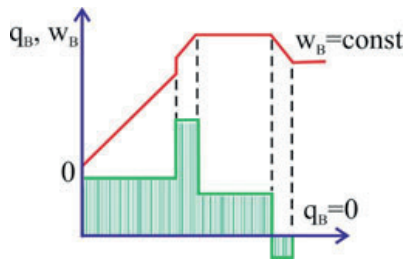


Рисунок 7.23 – Приток и дебит воды в горных выработках

Водный режим характеризует изменение ресурсов, дебита и напора подземных вод с удалением от выработки в глубину массива и во времени, зависит от их начальных водных ресурсов, напора вод, а также от положения выработки относительно водоносных и водоупорных слоев массива.

Водный режим выработки оказывает влияние на безопасность и эффективность горных работ. При значительных притоках возможно затопление выработок, прорывы воды, осложнение в технологии ведения работ (коррозия, разрушение почвы, заиливание транспортных путей и т. д.), снижение прочности пород при движении, ухудшение условий работы людей.

При отрицательных температурах воздуха вода в выработках может замерзать, тогда образуются наледи, пробки, смерзается добытое полезное ископаемое и т. д.

Основные методы регулирования водного режима выработки: 1) рудничный водоотлив; 2) водный дренаж; 3) специальные способы проходки выработки по водоносным горизонтам; 4) изоляция выработок; 5) выбор методов разработки, исключая или сокращающих развитие дренажной сети трещин и притоки воды; 6) оставление предохранительных целиков и устройство перемычек, изолирующих горные выработки.

7.7.3 Закономерности движения воды в горных породах

Вода, заключенная в пустотах горных пород, передвигается в них по законам, обусловленным физическим состоянием самой воды, напорным градиентом, свойствами горных пород и размерами пустот.

В воздушно-сухих породах, содержащих только парообразную и гигроскопическую воду, могут передвигаться пары воды.

В породах, содержащих пленочную воду, но не содержащих воду гравитационную, передвижение пленочной воды идет путем уравнивания толщины пленок: молекулы воды переходят из более толстых пленок в более тонкие до тех пор, пока толщины пленок не уравниваются.

В зоне капиллярного насыщения капиллярная вода передвигается под действием поверхностных сил. Силы капиллярного натяжения могут вызвать капиллярное всасывание при инфильтрации в сухую породу.

Высота капиллярного поднятия может быть определена по формуле Козени (7.62).

Скорость капиллярного движения воды в горной породе может быть определена по формуле:

$$V = \frac{K_{\phi}}{h} \cdot \frac{H_k - h}{h}, \quad (7.64)$$

где K_{ϕ} – коэффициент пропорциональности (коэффициент фильтрации), о котором будет сказано в дальнейшем; h – высота капиллярного поднятия на данный момент времени.

Если инфильтрация капиллярной воды в сухую породу при наличии над ее поверхностью избыточно свободного слоя воды сопровождается действием напора, то движение получает более сложный характер.

Указанные закономерности движения капиллярной воды, как правило, могут иметь место только в тех случаях, когда количество ее достаточно для того, чтобы отдельные мениски соприкасались между собой, т. е. в случае капиллярно-пленочной воды.

При капиллярно-стыковой воде движения ее, как и передачи гидростатического давления, не происходит.

Свободная вода перемещается по общим закономерностям движения жидкости. Известно, что движение жидкости может протекать в двух формах.

В одних случаях перемещение каждой частицы жидкой массы происходит за счет непрерывной деформации ее самой и окружающей ее среды, при этом частицы жидкости движутся совершенно правильными параллельными струйками (ламинарное или пленочное движение).

В других – отдельные частицы, отрываясь от основной массы жидкости, начинают двигаться по самым различным траекториям, все время сталкиваясь между собой до тех пор, пока не потеряют своей энергии и не смешаются с остальной жидкостью (турбулентное или вихревое движение). Переход из ламинарного движения в турбулентное и обратно зависит, в первую очередь, от скорости частиц жидкости. Скорость движения жидкости, при которой происходит этот переход, называется критической скоростью.

Другими факторами, влияющими на тип движения жидкости, является ее вязкость и плотность, размеры потока и характер русла, по которому происходит движение. Особенно важна шероховатость русла.

Движение жидкости в порых нескальных пород в основном происходит по типу ламинарного.

Количество воды, протекающее (фильтрующееся) через данное поперечное сечение породы в единицу времени, пропорционально этому сечению, прямо пропорционально падению напора, обратно пропорционально длине фильтрации на данном участке потока и зависит от

некоторой величины, называемой коэффициентом фильтрации. Математически эта закономерность выражается формулой:

$$Q = K_{\phi} \cdot \frac{\Delta H}{l} \cdot \omega, \quad (7.65)$$

где Q – количество воды, протекающее в единицу времени; K_{ϕ} – коэффициент пропорциональности (коэффициент фильтрации); ΔH – падение напора на длине пути фильтрации потока; ω – площадь поперечного сечения потока; l – длина пути фильтрации потока.

Отношение $\Delta H / l$ обычно обозначается буквой J и называется гидравлическим уклоном или гидравлическим градиентом.

Если принять площадь поперечного сечения потока равной единице, то получим величину удельного расхода воды:

$$q = \frac{Q}{\omega} = \frac{K_{\phi} \cdot \Delta H}{l}. \quad (7.66)$$

Выражение Q / ω в то же время является величиной скорости. Следовательно, выражение $q = K_{\phi} \cdot J$ имеет двойной физический смысл: оно представляет собой величину удельного расхода воды через единицу сечения потока и в то же время дает величину скорости фильтрации воды. Эта закономерность получила название закона Дарси.

Нетрудно увидеть, что если q представляет собой величину скорости, а величина J безразмерна, то, следовательно, величины q и K_{ϕ} имеют одинаковую размерность скорости – сантиметр в секунду. Не следует смешивать при этом величину скорости фильтрации со скоростью движения частиц воды.

Скорость движения частиц воды может быть получена, если расход отнести не к площади сечения потока ω , а к сумме площадей отверстий (пор), по которым движется вода в породе, т. е. к пористости пород:

$$V = \frac{Q}{\omega \cdot n} = \frac{q}{n} \text{ или } q = V \cdot n. \quad (7.67)$$

Для установления применимости закона Дарси используется число Рейнольдса (Re), которое в гидравлике выражается зависимостью:

$$Re = \frac{Rz \cdot V}{\nu} = \frac{Rz \cdot V \cdot \rho_{жс}}{\mu}, \quad (7.68)$$

где Rz – гидравлический радиус, равный отношению площади поперечного сечения к смоченному периметру; V – средняя скорость потока в данном поперечном сечении; ν – кинематическая вязкость жидкости; $\rho_{жс}$ – плотность жидкости; μ – динамическая (абсолютная) вязкость жидкости.

В.Н. Щелкачев считает, что для движения воды в порах горных пород число Рейнольдса следует определять из выражения:

$$Re = \frac{10}{2,3 \cdot n} \cdot \frac{V \sqrt{\rho_{жс} \cdot K_{\phi}}}{\mu}, \quad (7.69)$$

где n – пористость породы, доли единицы.

Н.Н. Павловский экспериментально установил, что нарушение линейного закона фильтрации (закона Дарси) наступает, когда число Рейнольдса достигает своего нижнего критического значения. Для определения числа Рейнольдса при движении жидкости в зернистых грунтах Н.Н. Павловский предложил формулу:

$$Re = \frac{1}{0,75 \cdot n + 0,23} \cdot \frac{V \cdot d_e}{\nu}, \quad (7.70)$$

где d_e – эффективный (действующий) диаметр частиц.

По данным Н.Н. Павловского, критическое значение числа Рейнольдса, при котором нарушается закон Дарси, находится в пределах от 7,5 до 9. В соответствии с этим, критическая скорость фильтрации может быть вычислена из выражения:

$$V_{кр} = (0,75 \cdot n + 0,23) \cdot \frac{\nu}{d_e} \cdot Re_{кр}. \quad (7.71)$$

При значении скорости фильтрации $V < V_{кр}$ движение воды в горных породах будет ламинарным, а при скоростях фильтрации $V > V_{кр}$ – турбулентным. Закономерность турбулентного движения воды выражается формулой Шези:

$$V = C \sqrt{Rz}, \quad (7.72)$$

где V – скорость движения воды, см/с; C – коэффициент, зависящий от шероховатости стенок и некоторых других условий.

А.А. Краснопольский предложил ввести в формулу Шези обозначение:

$$C \sqrt{Rz} = K_K, \text{ тогда } V = K_K \cdot J^{1/2}. \quad (7.73)$$

Таким образом, формула турбулентного движения принимает вид, аналогичный виду формулы ламинарного движения.

В порах и пустотах горных пород может возникать и так называемое смешанное движение воды, являющееся промежуточным между ламинарным и турбулентным. Рассматривая этот вид движения, Смрекер пришел к выводу, что оно может быть выражено формулой:

$$V = K_K \cdot J^{1/m}, \quad (7.74)$$

где $m = 1 \div 2$.

По данным Г.Н. Каменского, линейный закон фильтрации справедлив при действительной средней скорости движения подземных вод до 1000 м/сут или при скорости фильтрации до 400 м/сут. Такие скорости значительно превышают скорости естественных потоков подземных вод в песчаных и крупнообломочных породах, и могут встречаться только в крупных трещинах и карстовых пустотах. Поэтому, как правило, в современной теории движения подземных вод рассматривается только ламинарная (линейная) фильтрация.

7.7.4 Определение коэффициента фильтрации

Коэффициент фильтрации K_ϕ необходим для всех расчетов, связанных с движением подземных вод, может быть получен непосредственными наблюдениями в полевых условиях.

Для непосредственных наблюдений в полевых условиях существует несколько методов. Прежде всего, должно быть определено направление движения подземных вод. С этой целью пробуривают три скважины и устанавливают в них отметки воды (рисунок 7.24).

Предположим, что отметки уровня воды в трех скважинах: 24,0; 23,0 и 22,0. Тогда на линии АС найдем точку, в которой уровень воды находится на отметке 23,0. Линия ВД, следовательно, будет представлять собой линию гидроизогипсы, а перпендикулярная ей линия АЕ – линию тока. На линии тока пробуривают две скважины и наблюдают за скоростью движения воды. Если расстояние между скважинами l , уровни воды в скважинах h_1 и h_2 , время движения t , то скорость движения будет:

$$V = l / t \tag{7.75}$$

и скорость фильтрации:

$$q = l \cdot \frac{n}{t} = K_\phi (h_1 - h_2) / l, \tag{7.76}$$

где n – пористость породы, доли единицы. Отсюда может быть получен K_ϕ .

Для замеров скорости движения воды применяют колориметрический, химический, электролитический методы.

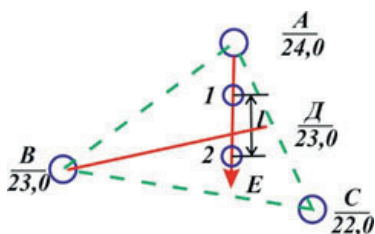


Рисунок 7.24 – К определению направления движения воды по трем скважинам

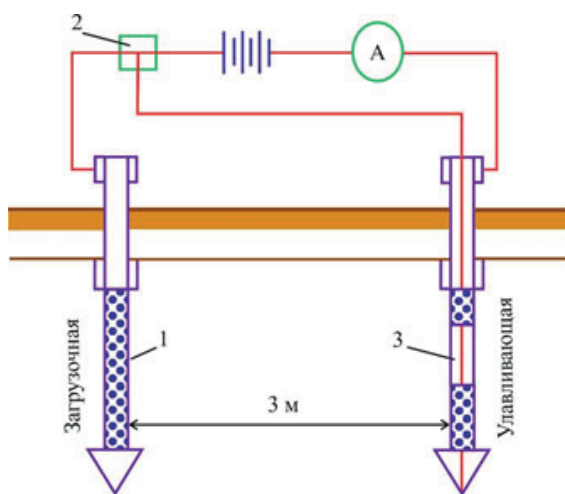


Рисунок 7.25 – Схема расположения приборов при электролитическом методе определения скорости движения подземных вод: 1 – фильтр; 2 – коммутатор; 3 – стержень

Колориметрический метод заключается в следующем. В пусковую (верхнюю) скважину запускают некоторое количество легкорастворимой краски. В щелочных водах применяют флюоресцин, флюаротрин, эозин. В кислых – метиленовую синьку, голубую анилиновую. Чаще всего применяют флюоресцин, так как он заметен при самых ничтожных концентрациях (1:10 000 000). Раствор краски погружают в скважину в стеклянной бутылке, которую затем разбивают буровым наконечником, и замеряют время. Появление окраски в воде второй (нижней) скважины позволяет установить время движения воды от первой скважины ко второй.

Химический метод заключается в определении концентрации раствора соли в наблюдательной скважине химическим анализом. В качестве растворимого вещества, вводимого в пусковую скважину, чаще всего используют хлористый натрий, хлористый кальций или хлористый аммоний.

В неминерализованной воде применяют более точный метод электролитов (электролитический метод), заключающийся в том, что в верхнюю скважину заливают раствор легкорастворимой соли и следят за изменением концентрации соли во второй скважине. Чем больше содержится соли в воде, тем выше ее электропроводность. В качестве электролита применяют хлористый аммоний или поваренную соль. Для замеров электропроводности в нижнюю скважину опускают электрод, изолированный от стенок обсадной трубы, и соединяют сеть по схеме (рисунок 7.25). Электролитический метод позволяет непрерывно следить за изменением концентрации раствора в наблюдательной скважине.

Еще более точным является метод опытных откачек. Он более сложен, но зато позволяет определить не только коэффициент фильтрации, но и радиус депрессии. Пробуривают четыре луча скважин (рисунок

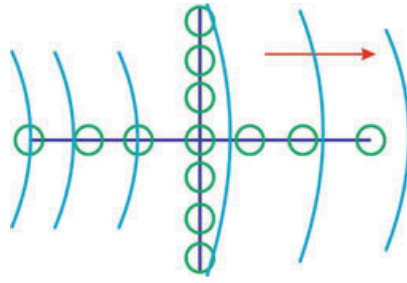


Рисунок 7.26 – Схема расположения опытного куста скважин для определения коэффициента фильтрации (стрелка показывает направление движения подземных вод)

7.26), два луча перпендикулярно линии тока, два – по линии тока. Расстояние между скважинами постепенно увеличивают, например, 5, 10 и 15 м. Так как в центральной скважине, из которой производится откачка, наблюдается перепад воды, то замеры производят из заложённой в непосредственной близости затрубной скважины (прифильтрового пьезометра).

Откачку воды производят до тех пор, пока в скважинах не установится постоянный уровень при сравнительно небольшом понижении в центральной скважине (6–30 см). Потом производят второе понижение и т. д. После этого строят поперечные разрезы по лучам и на них наносят кривые депрессии. Так как замеры все величины, кроме коэффициента фильтрации, его величина может быть получена из формулы дебита:

– для грунтовой скважины:

$$K_{\phi} = \frac{Q \cdot (\lg x_2 - \lg x_1)}{1,366 \cdot (2H - S_1 - S_2) \cdot (S_1 - S_2)} = 0,73 \cdot Q \cdot \frac{\lg x_2 - \lg x_1}{(2H - S_1 - S_2) \cdot (S_1 - S_2)}; \quad (7.77)$$

$$K_{\phi} = \frac{Q \cdot (\lg x_2 - \lg x_1)}{2,73 \cdot M \cdot (S_1 - S_2)} = 0,366 \cdot Q \cdot \frac{\lg x_2 - \lg x_1}{M \cdot (S_1 - S_2)}, \quad (7.78)$$

где Q – дебит центральной скважины; x_1 и x_2 – расстояния от центральной до контрольной скважины; S_1 и S_2 – понижение в контрольных скважинах; M – мощность напорного горизонта.

После того как определен коэффициент фильтрации, можно принять, что $x_n = R$ и $S_n = 0$, и определить радиус депрессии.

Существует несколько методов определения водопроницаемости горных пород: опытные откачки, нагнетания в скважины, наливы в шурфы и скважины.

Метод опытных откачек состоит в откачке воды из скважины, сопровождающейся систематическими наблюдениями за дебитом

скважины и уровнем воды в ней, а также отбором проб воды. Опытная скважина, из которой ведется откачка, оборудуется фильтром, нередко с профильтровым пьезометром, насосом или эрлифтом, приспособлением для замера дебита и прибором для контроля уровня воды в скважине. Опытные откачки делятся на одиночные и кустовые. При одиночной откачке наблюдения за изменением уровня ведутся в той же скважине, из которой производится откачка, или в профильтровом пьезометре. Откачки для определения коэффициента фильтрации ведутся на два или три понижения уровня. На каждой ступени понижения откачку ведут с постоянным дебитом до стабилизации уровня. Принимается, что если за 4–5 ч откачки уровень меняется не более чем 1 см, то он считается установившимся. Величина понижения уровня на каждой последующей ступени должна отличаться на предыдущей ступени не менее чем на 0,5 м, а максимальная величина понижения должна быть не более половины мощности водоносного горизонта.

Опытные нагнетания проводятся в тех случаях, когда нужно определить проницаемость трещиноватых пород. Метод заключается в том, что определенный интервал скважин тем или иным способом перекрывается сверху и в него подается вода. По способности породы, вскрытой стенками скважины, поглощать воду, судят о ее проницаемости. Величина скорости поглощения воды, м/мин, отнесенная к 1 м длины скважины, называется удельным водопоглощением.

По данным удельного водопоглощения определяют коэффициент фильтрации пород:

$$K_{\phi} = 0,525 \cdot q \cdot l g \cdot \frac{0,66 \cdot l}{r_0}, \quad (7.79)$$

где q – удельное водопоглощение, м/мин на 1 м скважины; l – длина опробуемого интервала, м; r_0 – радиус скважины, м.

Водопроницаемость сухих пород может быть определена методом налива. При определении водопроницаемости трещиноватых или крупнообломочных пород методом А.К. Болдырева в шурф заливается вода слоем 10 см, и уровень ее поддерживается постоянным. Коэффициент фильтрации равен:

$$K_{\phi} = Q / F_{nl}, \quad (7.80)$$

где Q – установившийся расход воды в шурфе, см³/с; F_{nl} – площадь сечения шурфа, см².

При проведении налива по методу Н.С. Нестерова в грунт концентрически задавливаются два кольца, в которых с помощью сосудов Мариотта поддерживается на постоянном уровне вода. Предполагается, что из внутреннего кольца вода расходуется только на фильтрацию сверху вниз, а из внешнего может растекаться и в стороны. Коэффициент фильтрации при этом равен:

$$K_{\phi} = Q / F_K, \quad (7.80)$$

где Q – установившийся расход воды в шурфе, см³/с; F_K – площадь сечения кольца, см².

7.8 Термофизические процессы в породном массиве

7.8.1 Теоретические основы самовозгорания угля

Подземный пожар относится к термофизическим процессам и является одним из наиболее опасных явлений.

Основные причины подземного пожара – нарушения технической эксплуатации электрооборудования, кабельных сетей, паспортов ведения БВР, технической безопасности при использовании открытого огня, а также самовозгорание угля при некачественном выполнении мер пожарной профилактики и изоляционных работ.

По видам пожары разделяют на:

- экзогенные;
- эндогенные.

При горении деревянной крепи и угля в атмосфере пожарного участка в опасных концентрациях появляются:

- окись углерода (до 7 %);
- углекислый газ (до 17 %);
- сернистый газ и сероводород;
- резко снижается содержание кислорода (до 0–2 %).

При подземной разработке угольных месторождений наибольшую сложность представляют эндогенные пожары.

В процессе самовозгорания выделяются три стадии: самонагревание, раннее самовозгорание и горение. Процесс возгорания подготавливается более длительным процессом самонагревания, физические условия которого – доступ кислорода воздуха к углю и распространение теплоты, образуется в результате окисления. Самовозгорание угля протекает в интервале температур от 20–50° до критических 70–140 °С.

Ранняя стадия самовозгорания угля протекает в интервале температур от критической, до температуры воспламенения летучих веществ (для каменного угля 300–800 °С). На этой стадии завершается процесс испарения влаги и начинается интенсивное окисление угля.

Стадия горения угля характеризуется температурой, превышающей температуру воспламенения летучих веществ.

Теплопередача в угле осуществляется как за счет теплопроводности собственного угольного вещества, так и за счет конвективного и лучистого теплообмена между стенками пор.

Теоретически самовозгорание определяется тремя физическими условиями: 1) химической активностью окисляющихся материалов;

2) притоком к ним воздуха и 3) повышением температуры вследствие накопления тепла, образующегося в результате окисления. Никаких других физических условий самовозгорания не существует. Их не надо смешивать с геологическими и горнотехническими факторами, от которых зависят пожары в горных выработках. Факторов может быть неопределенно много.

7.8.2 Прогноз эндогенной пожароопасности в угольных пластах

Главной задачей проблемы борьбы с рудничными пожарами является прогноз опасности самовозгорания в горных выработках, поскольку условия самовозгорания различны в разных районах и бассейнах. Поэтому прогноз и профилактика самовозгорания не могут быть универсальными и для каждого района должны устанавливаться с учетом местных условий.

На первом этапе выделяются и определяются главные факторы, создающие пожарную опасность в данном районе, т. е. устанавливается диагноз, необходимый для прогноза и профилактики. На втором этапе осуществляется предсказание пожарной опасности, т. е. прогноз.

Опасность самовозгорания складывается из многих факторов: геологических особенностей месторождения, способа и скорости ведения горных работ, режима и схемы вентиляции, способа управления кровлей, изоляции выработанного пространства и др. Значимость каждого из них для разных участков в горных выработках может быть весьма различна. Поэтому чрезвычайно трудно оценить пожарную опасность непосредственным визуальным наблюдением.

Прогноз пожароопасности – база, на которой строится система защиты от эндогенных пожаров, и в первую очередь, их предупреждение.

Известные методы прогноза можно разделить на три группы: основанные на оценке химической активности угля; горно-статические, комбинированные, основанные на учете горно-геологических факторов.

Прогноз химической активности угля. Методика ВостНИИ базируется на определении количества прореагировавшего с углем кислорода и выделившегося углекислого газа в лабораторной пробе угля при ее подогреве от 423 до 473К. Показатель степени склонности к самовозгоранию S определяется из выражения:

$$S = \frac{h_1 + h_2}{2 \cdot x_1} + \frac{h_2 + h_3}{2 \cdot x_2}, \quad (7.81)$$

где h_1, h_2, h_3 – поглощение кислорода (%) соответственно при температуре 432, 448 и 473К; x_1, x_2 – приращение содержания углекислоты при увеличении температуры соответственно с 423 до 448 и с 448 до 473К.

С учетом степени метаморфизма угля (от D до T) и показателя S , пласты Кузбасса разделены на: неопасные ($3 < S < 20$); малоопасные ($8 < 30$); опасные ($S > 30$).

Метод ИГД им. Скочинского, в котором в качестве критерия разделения углей по химической активности используется удельная скорость сорбции углем кислорода воздуха, отличается от метода ВостНИИ тем, что результатами оценки химической активности можно воспользоваться при решении математической модели самовозгорания угля.

Этим методом пользуются также при оценке влияния на химическую активность различных факторов: увлажнения, степени измельчения, продолжительности контакта с воздухом, газоносности.

Прогноз горностатистическими методами. Количественная оценка пожароопасности возможна с помощью метода, предложенного польскими учеными. В данном методе показателем пожароопасности является вероятность возникновения определенного числа пожаров за время $\tau - P_k$, которое находится по закону Пуассона:

$$P_k(\tau) = (\lambda \tau)^k / K \cdot e^{-\lambda \tau}, \quad (7.82)$$

где τ – условно принятый промежуток времени; λ – среднее число пожаров за единицу времени; K – число пожаров.

По вероятности возникновения хотя бы одного пожара за 90 дней, угольные шахты подразделяются на три группы опасности: большой ($0,85 < P_k < 1$); средней ($0,5 < P_k < 0,85$); малой ($0 < P_k < 0,5$).

Прогноз комбинированными методами. В. Ольшанским предложен метод разделения выемочных полей на пожароопасные и не опасные по индексу воспламеняемости SZ^B , который учитывает химическую активность угля и условия разработки выемочного поля (система разработки, вид изоляции выработанного пространства, горное давление). По этому методу химическая активность угля определяется интенсивностью изменения температуры угольной пробы при нагревании 1 пробы угля фракции 0,06 мм до 505К, названной индексом воспламеняемости SZ^B (К/мин).

$$SZ^B = dT / d\tau. \quad (7.83)$$

По индексу SZ^B (К/мин) все угли В. Ольшанским разделены на четыре класса:

- весьма склонные к самовозгоранию ($SZ^B \geq 120$);
- склонные $SZ^B = 100 \div 120$;
- умеренно склонные $SZ^B = 180 \div 200$;
- не склонные $SZ^B \leq 80$.

7.8.3 Профилактика подземного пожара

Это комплекс мер организационно-технических мероприятий, включающих средства и методы предупреждения и локализации подземных пожаров.

Различают профилактику пожаров экзогенных и пожаров эндогенных. Основные задачи профилактики экзогенных пожаров: снижение пожароопасности технологических процессов добычи полезных ископаемых и эксплуатации горно-шахтного оборудования; преимущественное применение негорючих и трудногорючих крепёжных материалов, трудногорючих резинотехнических изделий, водно-эмульсионных рабочих жидкостей в гидрофицированном оборудовании; повышение пожарной защиты наиболее пожароопасных мест и объектов на горных предприятиях; проведение систематического обучения и тренировки всех горнорабочих приёмам использования первичных средств пожаротушения, правилам поведения и самоспасения при авариях; организация периодического контроля и проверок состояния средств противопожарной защиты; пропаганда пожарно-технических знаний и методов предупреждения и борьбы с подземными пожарами.

Для практической реализации мер пожарной профилактики и борьбы с подземными пожарами на горных предприятиях прокладываются пожарно-оросительные водопроводы, обеспечивающие подачу воды с необходимым для пожаротушения расходом и напором во все горные выработки и камеры.

Пожарный водопровод – комплекс технических средств, предназначенный для подачи воды от источников водозабора к месту тушения пожара в шахте. Он состоит из трубопроводов, запорной, регулирующей и водозаборной гидравлической аппаратуры с производительностью 80–50 м³/ч.

В соответствии с действующими нормативами различаются первичные средства пожаротушения – ручные, передвижные и стационарные (автоматические) огнетушители и установки с использованием порошковых, газовых и пенных огнегасительных составов.

Для локализации пожаров в ограниченном объёме горных выработок и камер в шахтах размещаются пожарные двери с ручным или автоматическим действием, а также сооружаются пожарные арки с заранее подготовленными материалами (бетониты, кирпич, песок, глина и т. п.).

Все горные выработки в зависимости от их назначения и пожароопасности, крепятся материалами с регламентируемой степенью огнестойкости. При этом преимущественно используются негорючие материалы: монолитный бетон или железобетон, железобетонные или металлические тубинги, стойки, верхняки и затяжки. Деревянная крепь подвергается предварительной огнебиозащитной обработке.

Основные задачи профилактики эндогенных пожаров на пластах, склонных к самовозгоранию: выбор и применение соответствующей

схемы подготовки и отработки выемочных полей и участков с преимущественным использованием полевых подготовительных выработок; выбор схемы вентиляции, обеспечивающей пожаробезопасную скорость движения (фильтрации) воздуха через выработанное пространство; разделение шахтных полей на обособленные выемочные участки, отделённые друг от друга пожарными целиками или изоляционными полосами из инертных материалов; отработка выемочных полей обратным ходом с вентиляцией очистных забоев на передние выработки; применение закладки выработанного пространства и своевременная его изоляция.

Эндогенная пожароопасность шахтных полей во многом зависит от способов их вскрытия и подготовки, определяющие способы и схемы проветривания, которые оказывают непосредственное влияние на величину утечек (подсосов) воздуха через выработанное пространство – главный фактор самовозгорания.

Наибольшая пожароопасность отмечается при вскрытии шахтных полей: 1) вертикальными стволами и квершлагами; 2) наклонными стволами, проведенными по породам или по пластам угля, не склонным к самовозгоранию и квершлагами.

При прямом порядке отработки шахтного поля наибольшая пожароопасность наблюдается в случае прямого расположения стволов, при обратном – центрального расположения. Степень пожароопасности значительно снижается при полной полевой подготовке.

С увеличением глубины горных работ в качестве типовой применяют схему подготовки с разделением шахтного поля на отдельные выемочные поля. Противопожарные целики – 6–10 м. Наибольшее распространение (более 50 %) на действующих горизонтах шахт получили двусторонние выемочные поля. Однако с увеличением глубины горных работ удельный вес их снижается, что объясняется увеличением горного давления.

В большинстве случаев технологических мер недостаточно для успешной борьбы с самовозгоранием угля. Основным способом предупреждения и тушения эндогенных пожаров на шахтах является заилование.

Например, в Кузбассе бурение заиловочных скважин диаметром 50 мм с поверхности осуществляют станками ЗИФ-300 м и СБА-500. Из горных выработок применяют станок СБП-1 м, $d = 45 - 75$ мм.

Профилактическая обработка выработанного пространства действующего горизонта состоит в заиловании по мере подвигания очистного забоя на расстоянии 25–30 м от него по простиранию, когда пульпа подается с поверхности на расстоянии 10–15 м соответственно через подземные скважины.

Антипирогены – это вещества, способные тормозить развитие окислительных процессов, понижая сорбционную способность угля по

отношению к кислороду воздуха. Эффективность действия антипирогена зависит от его содержания в растворе и физикохимических свойств угля. Так, хлористый кальций является антипирогеном, если его содержание в растворе превышает 10 % (15–20 %), водные растворы извести (10–15 %), поваренной соли (4–5 %).

По принципу действия антипирогены можно разделить на вещества, оказывающие механическое, химическое и химико-механическое влияние на уголь.

К оказывающим механическое действие относятся вещества, образующие на поверхности угля защитные пленки, которые предохраняют уголь от окисления, не вступая с ним в реакцию. Они могут быть в твердом, жидком, газообразном состоянии. Из неорганических веществ это тальк, полиакриламид, сложные эфиры, смолы и др. Из газообразных – газы, способные адсорбироваться на поверхности угля, например, CO_2 .

К оказывающим химическое действие относятся вещества: 1) вступающие в реакцию с углем в адсорбционном слое (перекись водорода, марганцовокислый калий, хромовокислый калий и др.); 2) выделяющие газообразные продукты при разложении (бикарбонат кальция, углекислый аммоний и др.); 3) распадающиеся с образованием главных, оказывающих химическое воздействие продуктов (хлористый магний, хлористый калий, фосфорнокислый аммоний, хлористый аммоний и др.).

К оказывающим химико-механическое действие на уголь относятся: водная суспензия гашеной извести, инертная пыль и др.

Пожарная сигнализация – комплекс технических средств, состоящий из пожарных извещателей, аппаратуры сбора, передачи информации и устройств оповещения, предназначенный для обнаружения пожаров и сигнализации об их возникновении.

Для обнаружения эндогенных пожаров в качестве пожарных извещателей используются преимущественно устройства, реагирующие на аварийное повышение температуры или скорость ее нарастания. Эндогенные пожары обнаруживаются газоаналитической аппаратурой микроконцентрации оксида углерода (которая может выполнять роль пожарного извещателя). Для этих целей применяются тепловые датчики, закладываемые в обрушенные горные породы.

Глава 8. ГАЗОДИНАМИЧЕСКИЕ И ГЕОДИНАМИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ПРИ ВЕДЕНИИ ГОРНЫХ РАБОТ

8.1 Газодинамические процессы в породных массивах и меры борьбы с ними

8.1.1 Газодинамические процессы в горных выработках

Газодинамические процессы происходят в нарушенном выработками породном массиве в соответствии с законами фильтрации. Их интенсивность зависит от естественной газоносности, пористости и проницаемости вмещающих пород. Пористость m_i представляет собой отношение объема пор и пустот, содержащихся в породе, ко всему объему породы, и характеризует ее способность вмещать в себе жидкости и газы. Проницаемость характеризует способность пород пропускать жидкости и газы при наличии перехода давления; оценивается коэффициентом проницаемости K_{np} , измеряемом в дарси (1 дарси = $1,02 \cdot 10^{-8}$ см²).

Зависимость объемной скорости фильтрации газа w в пористой среде от перепада давления на участке, характеризует закон Дарси:

$$w = \frac{K_{np}}{Y_0} \cdot \frac{dp}{dl}, \quad (8.1)$$

где Y_0 – динамическая вязкость газа, г/(с*см); $\frac{dp}{dl}$ – переход давления по длине участка, г/(см²*с²).

Изменение давления газа в породах, окружающих горную выработку, при условии, что в начальный момент давление было P_{np} , а у обнаженной поверхности выработки поддерживается постоянным P_2 , описывается уравнением:

$$P_2 = P_2^2 + (P_{np}^2 - P_2^2) \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{a_0\tau}} \right), \quad (8.2)$$

где $a_0 = \frac{K_{np}}{Y_0} \frac{P_{np}}{m_i + \frac{abR_2T}{(1+b\sqrt{P})^2}}$; x – стояние от стенки выработки; a и b –

константы уравнения Лэнгмира; R_2 – удельная газовая постоянная; T – абсолютная температура.

На величину и интенсивность газовыделения в выработку влияет напряженное состояние окружающих выработку пород, развитие в них трещиноватости, влажность и т. д. В общем случае выделение газа в выработку асимптотически снижается во времени от максимальных значений до весьма малых.

Количество газа, выделяющееся на 1 т добываемого полезного ископаемого, характеризуется удельным газовыделением. Для угольных шахт его значение колеблется от единицы до десятков кубических метров на 1 т.

Процесс миграции газа в горные выработки не только ухудшает газовую ситуацию в них, но и может способствовать интенсификации проявления динамических явлений – внезапных выбросов угля (пород) и газа. При этом происходит взаимодействие проявлений горного давления и газодинамических процессов, завершающей стадией которых является разрушение значительных частей породного массива, окружающего выработку, с выделением больших объемов газа.

Регулирование газовых проявлений осуществляется газовыделением из разрабатываемых и смежных пластов, выносом газа из выработанного пространства, утечками воздуха или величиной и распределением утечек в выработанном пространстве, структурой и параметрами вентиляционной струи в действующих выработках в местах интенсивной газоотдачи.

Управляют газовыделением, осуществляя дегазацию пород, изменяя исходящий порядок отработки, уменьшая смещения боковых пород специальными технологическими мероприятиями или предварительным их увлажнением.

8.1.2 Основы теории внезапных выбросов угля и газа

Внезапный выброс – газодинамическое явление в шахте – внезапно происходящее с большой скоростью движение угля, пород и газов вблизи горных выработок, сопровождающееся значительным силовым эффектом. Масса выброшенного угля колеблется от нескольких тонн до нескольких тысяч, а иногда и десятков тысяч тонн. При этом выделяется 15–40 м³, а в отдельных случаях – до 180 м³ на 1 т выброшенного угля (CH₄, CO₂).

Первый внезапный выброс был зафиксирован в 1834 г. на французской шахте «Исаак». На первом этапе изучения (до пятидесятых годов) механизма выброса были предложены гипотезы, которые можно разделить на две группы по основному фактору действия:

- 1) газ, заключенный в угле (Л.Н. Быков);
- 2) давление горных пород (И.М. Печук, А.М. Карпов, И.В. Бобров).

Обобщая распространенные к середине 50-х годов прошлого века гипотезы и практический опыт, А.А. Скочинский выразил выбросоопасность в виде зависимости:

$$B = f(\sigma, X, M), \quad (8.3)$$

где σ – напряженность пласта; X – газоносность пласта; M – физико-механические свойства угля.

Выражение (8.3) очерчивает общие представления о природе выбросоопасности в целом.

В настоящее время известно, что внезапные выбросы угля и газа – это одна из многих форм реакции горных пород и угольного пласта на внедрение горных выработок в насыщенный газом массив. Скачкообразное изменение напряженного состояния и внезапное разрушение угля и вмещающих пород вблизи выработки являются естественным следствием неоднородности структуры пород, подверженных горному давлению и давлению газа, и могут быть описаны с общих позиций механики и физической химии горных пород.

Для успешного решения проблемы внезапных выбросов необходимо глубокое понимание причин и механизма этих явлений, что в свою очередь требует развития теории динамических явлений в горных породах.

Из опубликованных материалов известно, что в настоящее время в горной науке имеют место три системы воззрений на причины и механизмы внезапных выбросов угля и газа.

Первая из них разработана в институте горного дела имени А.А. Скочинского, и получила название энергетической теории внезапных выбросов:

- всестороннее изучение физико-химических и механических свойств угля, в том числе тонкой структуры его пор, сорбционной метаноемкости, теплоты сорбции метана, газопроницаемости, сопротивления разрушению при статических и динамических нагрузках, упругих свойств и характеристик предельно напряженного состояния;
- исследование равновесного состояния угольного пласта вблизи его обнажения горной выработкой при воздействии на него давления горных пород и давления газа методами аналитическими, лабораторного моделирования и натуральных наблюдений;

- моделирование в лабораторных условиях внезапных выбросов угля и газа;
- приложение теоретических представлений для объяснения разнообразных явлений, предшествующих выбросам и сопровождающих выбросы, для определения выбросоопасности угольных пластов, и для расчета некоторых средств предупреждения внезапных выбросов.

В результате развития энергетической теории внезапных выбросов, этим явлениям дается следующее объяснение.

Внезапный выброс угля и газа является следствием скачкообразного изменения напряженного состояния угольного пласта, происходящего вследствие:

1) быстрого и глубокого внедрения выработки в угольный пласт (например, при взрывной отбойке или сотрясательном взрывании);

2) внезапного разрушения пригрузки или разгрузки угольного пласта вследствие внезапного смещения вмещающих пород (например, при оседании основной кровли в результате горного удара);

3) динамической пригрузки или разгрузки угольного пласта, т. е. выхода полевой выработки из прочных пород с малым содержанием газа в подверженную высокому давлению породы и газа непрочную массу угля.

Освобождающаяся при этом потенциальная энергия угля, которую он способен накопить в больших количествах, вследствие его малого модуля упругости, осуществляет дробление угля и сдвигание его в сторону выработки. При этом увеличивается его трещиноватость, газ выходит из системы пор в систему каналов между кусками разрушающегося угля.

Давление газа в сторону горной выработки резко возрастает, поскольку оно действует уже не только в плоскости сечения отдельных пор, но и в плоскости сечения всего угольного пласта в целом. Уголь, потерявший связь с массивом, отбрасывается под влиянием этого давления в горную выработку. В выработках на наклонном и крутом падении отброс усиливается благодаря весу самого угольного пласта.

В этой фазе внезапного выброса действует в основном «свободный» газ, т. е. газ, находящийся вне сорбционного объема.

Из разрушенного и отброшенного в сторону горной выработки угля происходит усиленная десорбция газа, в результате чего образуется поток газа, увлекающий с собой измельченный уголь. Этот поток тем сильнее, чем больше начальная нарушенность угля, сильнее степень его дробления и выше начальное газосодержание.

Процесс разрушения угля и отброса его газом распространяется вглубь массива в направлении концентрации напряжений и повышения давления газа. Препятствия на пути отброса угля (узкая горловина каверны при малых размерах области начального разрушения угля, малое

сечение выработки, загромождение ее оборудованием) вызывают его самоподпучивание, торможение процесса и затухание его.

Условиями возбуждения выброса и его развития являются:

- освобождение при внезапном разрушении угля (при внедрении выработки в пласт) количества потенциальной энергии угля (в некоторых случаях – потенциальной и кинетической энергии вмещающих пород), достаточного для смещения угля в сторону выработки, его разрушения и нарушения его силовой связи с массивом;
- большая скорость разрушения угля по сравнению со скоростью падения давления газа в пустотах и трещинах разрушающегося угля;
- большая величина давления газа по сравнению с сопротивлением разрушенного угля отбросу.

Теория дает возможность определить условия вероятности возникновения выброса, и приближенно рассчитать его силу путём сопоставления освобождаемой углем, газом и горными породами энергии, с одной стороны, и работы смещения, дробления угля и его выноса в выработку – с другой. Она позволяет перейти к инженерным расчетам локальных средств предупреждения внезапных выбросов – опережающих скважин, предохранительных щитов, элементов сотрясательного взрывания; оценить выбросоопасность пласта и научно обосновать выбор системы разработки выбросоопасных пластов.

В основе второй концепции лежит предположение, что в упругой и мощной породе, вмещающей угольный пласт, могут сохраняться большие напряжения, вызванные тектоническими процессами, связанными с изгибом породы. При подходе выработки к местам подобных повышенных напряжений, изогнутые породы распрямляются, разрушают уголь, при этом происходит десорбция газа, которая завершает отброс угля.

Для подтверждения этого предположения вероятные напряжения в нарушенных тектоническими процессами зонах приближенно вычисляются по аналогии с напряжениями, возникающими при изгибе упругой балки.

Следует отметить, что между горным массивом, в котором тектонические процессы вызывают непрерывные необратимые деформации в форме разрывов, сдвигов, расслоений и трещинообразования, и такую же непрерывную релаксацию напряжений в разделенных плоскостями ослабления структурных элементах, с одной стороны, и упругой деформацией строительной конструкции – балки – с другой, мало общего. Поэтому проверку рабочей гипотезы распрямления упругих пород следовало бы начинать не с косвенных доказательств существования напряжений тектонического происхождения, а с прямых лабораторных (по возможности и шахтных) экспериментов по определению скорости релаксации напряжений и по установлению упругих деформаций изгиба в горных породах. Без такого физического базиса предположения

о распрямлении упругих горных пород в качестве причины внезапного выброса остаются гипотетическими.

Третья концепция основывается на предположении, что в угольных пластах под влиянием неизвестных факторов могут внезапно (по механизму цепных реакций) ускоряться и также внезапно замедляться геомеханические процессы, при которых выделяется большое количество газа, который и возбуждает внезапные выбросы. Это предположение не обосновано ни теоретически, ни экспериментально.

Следовало бы установить путем хотя бы простейших опытов, возможность и условия такого ускорения геохимических процессов, которое было бы связано с разрушением угля давлением газа.

Таким образом, в настоящее время наиболее широким экспериментальным и теоретическим базисом обладает энергетическая теория.

Внезапный выброс трактуется как результат скачкообразного изменения напряженного состояния газоносного угольного пласта, происходящего вследствие быстрого и глубокого внедрения выработки в угольный пласт, или внезапного разрушения горным давлением относительно прочной призабойной части угольного пласта, окруженного менее прочным углем или углем с нарушенной структурой; динамической нагрузки или разгрузки угольного пласта из-за внезапного смещения вмещающих пород; внезапного обнажения угольного пласта при выходе полевой выработки из прочных пород с малым содержанием газа в подверженный высоким давлением пород и газа непрочный уголь.

Инженерные расчеты по энергетической теории выполняются в следующем порядке:

1. Освобождение вблизи горной выработки потенциальной энергии угля и кинетической энергии горных пород \mathcal{E} , достаточных для смещения в сторону горной выработки и разрушения угля U , т. е.

$$W = \mathcal{E} > F + U . \quad (8.4)$$

Для вскрытия угольного пласта выражение записывается как

$$W = Q_p > F + U , \quad (8.5)$$

где Q_p – энергия свободного газа, а для подготовительной выработки, не подверженной влиянию очистных работ,

$$W > PF + U . \quad (8.6)$$

2. Превышение скорости разрушения угля над скоростью падения давления газа в пустотах и трещинах разрушающегося угля:

$$V_p > V_g . \quad (8.7)$$

3. Сохранение давления газа P к моменту завершения разрушения угля на уровне более высоком, чем сопротивление разрушенного угля отбросу:

$$P > \frac{m}{S_1} [g(\cos \alpha \pm \sin \alpha) + V], \quad (8.8)$$

где m – масса разрушенного угля; S_1 – площадь основания разрушающегося блока угля; g – ускорение свободного падения; f – коэффициент трения угля по почве; α – угол наклона выработки (в наклонных выработках берется со знаком «минус»); V – ускорение, необходимое для отброса угля по инерции.

В конце 70-х годов прошлого века в целом ряде работ энергетическая теория была развита и дополнена новыми положениями (И.М. Петухов, А.М. Линьков, С.А. Христианович и др.).

Процесс разрушения массива в результате потери устойчивости происходит в шахте как распространение волны разрушения от обнажения вглубь массива, и сопровождается преобразованием потенциальной энергии пород, угля и газа в кинетическую энергию движения угля в потоке газа со скоростями до десятков метров в секунду.

Обеспечение условий, вытекающих из энергетического баланса в силовые условия отрыва частиц угля и поверхности, – основа рассматриваемой энергетически силовой теории.

На основе современных представлений о механизме внезапных выбросов можно сделать следующие обобщения:

1. Роль горного давления согласно анализу формирования выбросоопасной ситуации заключается в подготовке угля к разрушению и фильтрационных характеристик угля в зоне влияния горной выработки.

2. Действие сил горного давления в призабойной части пласта, т. е. там, где формируется выбросоопасная ситуация, следует рассматривать с учетом следующего:

- впереди выработки образуется зона опорного давления;
- выход отдельных участков угольного пласта и вмещающих пород из-за нагрузки сопровождается деформациями упругого восстановления;
- напряженное состояние в краевой части угольного пласта изменяется толчкообразно.

8.1.3 Прогноз выбросоопасных зон в угольных пластах

Пласты в угольных шахтах по потенциальной склонности к выбросоопасности разделены на три категории.

К выбросоопасным относят пласт или его часть, при разработке которого произошел хотя бы один выброс угля и газа.

К неопасным, разрабатываемым с прогнозом, относят пласт, при ведении горных работ на котором выбросы не исключены, но еще не происходили.

К невыбросоопасным относятся пласты, выбросы на которых не исключены.

В настоящее время созданы и внедряются следующие способы прогнозирования выбросоопасности:

- региональный, позволяющий устанавливать выбросоопасность в пределах геолого-промышленного региона или всего месторождения;
- способ, позволяющий относить пласты к неопасным, с прогнозами или невыбросоопасным;
- локальный с уточнением глубины ведения горных работ, с которой необходимо выполнять текущий прогноз выбросоопасности;
- при вскрытии пласта полевой выработкой;
- текущего прогноза по сейсмической активности.

В основе регионального прогноза лежит использование закономерностей изменения потенциальной выбросоопасности пласта в зависимости от степени метаморфизма углей, складывающегося под действием комплекса природных явлений и факторов, в числе которых:

- механическая прочность и пористость углей, максимальным значениям которых соответствует выход летучих веществ: $V = 22 \div 24\%$;
- природная газоносность угольных пластов, отнесенная к объему порового пространства, минимальное значение при $V = 19\%$;
- содержание тяжелых углеводородов в составе газов угольных пластов при $V = 23\%$.

Потенциальная выбросоопасность возникает в углях невысокой степени метаморфизма ($V > 23\%$). Угольные пласты с $V > 35\%$ или $l_{gp} < 3,3$ (логарифм удельного электросопротивления), невыбросоопасны (по Донбассу). Прогноз выбросоопасности участка пласта в месте вскрытия его полевой выработкой для шахт Донбасса основан на определении комплекса показателей угольного пласта:

- в шахте – разрушаемость керна (мм^{-1}), давление газа (МПа), скорость газовыделения (г/мин), мощность пласта (м), число угольных пачек;
- в лаборатории – влажность (V), зольность (A), начальная скорость газоотдачи (ΔP), содержание в газах пласта гелия, метана, тяжелых углеводородов.

По измеренным значениям этих показателей рассчитывают сложные параметры, а затем по соответствующим шкалам определяется выбросоопасность. Способ сложен и выполняется только с научно-технической помощью МакНИИ.

В Кузбассе выбросоопасность пласта в месте его вскрытия прогнозируется подсчетом показателя:

$$Pc = P_{\text{emax}} - 14f_{\text{min}}^2, \quad (8.9)$$

где P_{emax} – наибольшее давление газа; f_{min}^2 – наименьшее значение коэффициента крепости угля по угольным пачкам.

При $Pc \geq 0$ пласт считается опасным в месте вскрытия.

В Карагандинском бассейне:

$$Pc = \Delta P_w - \frac{6140}{(P_{\text{emax}} \cdot \sqrt{P_{\text{emax}}})} \cdot f_{\text{min}}, \quad (8.10)$$

где ΔP_w – показатель начальной скорости газоотдачи угля с учетом его естественной влажности для пачки с наименьшим f_{min} :

$$\Delta P_w = K_w \cdot \Delta P, \quad (8.11)$$

здесь

$$K_w = 1,4 \div 0,9 \cdot \lg W, \quad (8.12)$$

где W – интенсивная влажность, %.

К началу 1970-х годов были разработаны два способа непрерывного (текущего) прогноза выбросоопасности призабойной части пласта: по начальной скорости газовыделения (МакНИИ, И.В. Бобров), и по сейсмологической эмиссии (ИГД им. Скочинского, М.С. Анциферов).

Под начальной скоростью газовыделения понимают скорость газовыделения из измерительной камеры длиной 0,5 м, образованной герметизатором в шпуре глубиной до 3,5 м и диаметром 42 мм, пробуренном из забоя выработки в направлении ее подвигания. Скорость газовыделения измеряется не позже, чем через 2 мин после окончания бурения очередного шпура.

В основе сейсмического прогноза лежит тот факт, что любое разрушение материала начинается и сопровождается образованием микротрещин, что может быть зафиксировано сейсмической аппаратурой (по увеличению шумности). За сейсмическую активность (шумность) принимается количество естественных сейсмоакустических импульсов, регистрируемых звукоулавливающей аппаратурой в единицу времени.

8.1.4 Способы управления состоянием породного массива газообильных месторождений

Высокопроизводительная работа в условиях разработки газоносных пластов на выемочном участке достигается только в случае применения комплекса мероприятий по снижению газообильности выработок и правильного выбора параметров очистного забоя. Из числа предъявляемых

при этом требований главное то, что проходящий через лаву свежий воздух должен разжижать метан до безопасных концентраций.

Дегазация шахт – совокупность мероприятий, направленных на извлечение и улавливание метана, выделяющегося из различных источников, с изолированным отводом его на поверхность или в горные выработки, где он разбавляется до безопасных концентраций.

Способ дегазации выбирают исходя из числа и характера конкретных источников выделения метана в выработки и структуры газового баланса участка. В зависимости от горно-геологических условий, способа подготовки и системы разработки применяют три группы схем дегазации: пересекающимися скважинами, пробуренными из выработок (рисунок 8.1); выработками или скважинами, расположенными в плоскости напластования пород; скважинами с поверхности.

Способы дегазации разрабатываемых пластов разнообразны и основаны как на использовании эффекта разгрузки пластов, так и на повышении их природной газопроницаемости.

Из других перспективных методов воздействия на газоносный пласт следует отметить методы, основанные на связывании метана, растворении карбонатных включений и повышении газопроницаемости, превращении метана в инертный газ, окислении метана в пласте и выработанном пространстве с помощью микроорганизмов.

В целом, для эффективной и безопасной разработки угольных пластов, отнесенных по результатам прогноза к опасным по внезапным выбросам, разработан комплекс мер:

- опережающая разработка защитных пластов;
- способы предотвращения ВВ, контроль за их эффективностью;
- системы разработки и технологий очистных и подготовительных работ, снижающих вероятность формирования выбросоопасных ситуаций;
- мероприятия по обеспечению безопасности рабочих в случае внезапных выбросов.

Способы предотвращения внезапных выбросов угля и газа при вскрытии угольных пластов

Вскрытие угольных пластов производится с применением способов предотвращения внезапных выбросов при отработке 4-метровой зоны за контуром вскрываемой выработки.

Работы по вскрытию пластов производят в следующем порядке:

- приближение забоя выработки к пласту;
- обнажение пласта;
- пересечение пласта;
- удаление (отход) от пласта.

Наиболее типичный способ вскрытия выбросоопасного пласта – квершлагами: а) бурением дегазационных скважин; б) нагнетанием воды в пласт; в) гидровывыванием угля; г) возведением каркасной крепи.

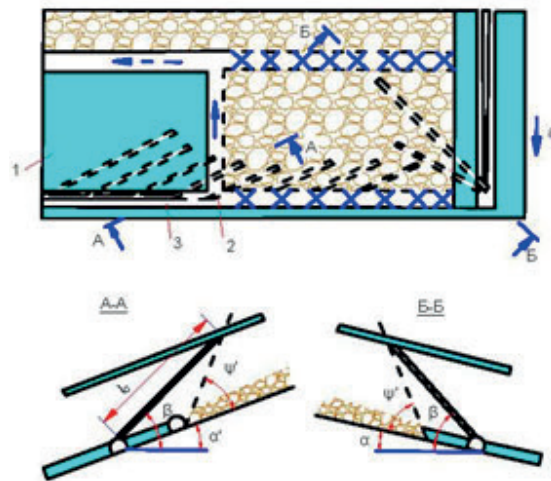


Рисунок 8.1 – Схема дегазации подрабатываемого пласта скважинами, пробуренными навстречу очистному забою: 1 – разрабатываемый пласт; 2 – дегазационная скважина; 3 – газопровод; β – угол наклона скважины к горизонту; ψ – угол разгрузки (полного сдвижения); l_0 – длина скважины

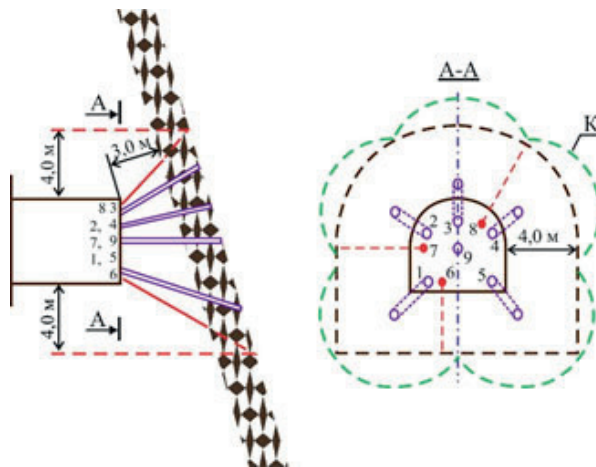


Рисунок 8.2 – Схема расположения скважин в забое для гидрообработки угольного массива перед вскрытием пласта: 1–5 – увлажняющие скважины; 6 – контрольная скважина

а) в зависимости от мощности вскрываемого пласта применяют следующие схемы расположения дегазационных скважин: при мощности пласта $m = 3$ м, скважины диаметром 70–100 мм бурят на пласт забоя квершлага так, чтобы точки выхода скважин из пласта были удалены друг от друга не более чем на $2R_{эф}$ (радиус эффективности, обычно $R_{эф} = 0,5–1,0$ м); при $m = 3$ м бурят несколько серий скважин;

б) с нагнетанием воды осуществляется бурение из забоя квершлага через породную пробку на вскрываемый пласт (рисунок 8.2);

в) гидровывывание угля чаще всего применяют на крутых пластах. Применение этого способа эффективно при наличии мягких пачек угля с $f < 1$ и боковых пород, обладающих устойчивостью не ниже средней;

г) сущность способа вскрытия с возведением каркасной крепи заключается в бурении в направлении подвигания забоя системы скважин, в которых затем цементируют вставляемые туда металлические стержни, рельсы или трубы диаметром 50 мм, образующие каркасную ограждающую крепь. Способ применяют при вскрытии крутых пластов, представленных мягкими, сыпучими углями и слабыми боковыми породами.

Способы предотвращения выбросов при проведении подготовительных выработок и ведении очистных работ

Многообразие форм проявления выбросов в силу многофакторности причин их реализации, обусловило появление значительного арсенала противовыбросных мероприятий.

В числе региональных мероприятий, помимо защитной выемки, применяют нормативные: увлажнение угольных пластов и их дегазацию.

Увлажнение осуществляют через длинные скважины $d = 42100$ мм. При этом прочностные свойства и модуль упругости снижаются на 20–30 %. Повышается пластичность угля. Это приводит к перемещению максимума опорного давления вглубь массива. Изменение газовой составляющей при увлажнении неоднозначно.

Для улучшения смачиваемости добавляют поверхностно-активные вещества: ДБ (концентрация 0,1–0,3 %), сульфанол (0,1–0,5 %), полиакриламид (0,01–0,02 %).

Увлажнение пласта должно происходить при давлении нагнетания P_H :

$$P_r < P_H < 0,02 \cdot \gamma H, \quad (8.13)$$

где P_r – давление газа.

Используют насосные установки производительностью не менее 30 л/мин. На 1 т обрабатываемого угля требуется от 0,02 до 0,04 м³ воды.

Достоинства способа: одновременное снижение пылеобразующей способности угля.

Недостатки: ограниченность применения по условиям развития горных работ; сложность и невозможность бурения длинных скважин; неравномерность увлажнения массива; неоднозначность изменения газовой обстановки.

Наиболее широко применяют гидрорыхление угольного пласта. Сущность метода заключается в увеличении протяженности зоны неупругих деформаций и отодвигании максимума опорного давления вглубь массива.

Параметры способа:

- длина (6–11 м);

- диаметр скважин (0,043–0,08 м);
- расстояние между скважинами ($2R_{эф}$);
- глубина герметизации скважин, l_z (4–8 м);
- величина неснижаемого опережения, $l_{но}$ (2–3 м);
- удельный расход воды (не менее 20 л/т);
- давление и темп нагнетания.

Эффективный радиус нагнетания $R_{эф} < 0,80$:

$$Q = \left(2R_{эф} \cdot q \cdot m \cdot \frac{\gamma_y}{1000} \right) \cdot (l_z + l_{но}), \quad (8.14)$$

где γ_y – плотность угля т/м³.

Давление воды при нагнетании: $P_H = (0,75 + 2) \cdot \gamma H$, темп не менее 3 л/мин.

Ширина обрабатываемой полосы в подготовительных выработках:

$$C = B + 2b, \quad (8.15)$$

где B – ширина угольного забоя, м; b – ширина обрабатываемой полосы за контуром выработки, обычно $b \geq 4$ м.

Гидроотжим пласта обычно применяют при проведении подготовительных выработок с углом подъема до 25° и в нишах очистных забоев при углах падения 45°. Сущность способа заключается в том, что в направлении подвигания выработки бурят шпур длиной в среднем 3,5–4,0 м (рисунок 8.3).

Параметры способа: l – длина шпура; l_z – глубина герметизации; a – расстояние между шкурами; b_1 – расстояние от К до шпура; b_2 – расстояние от второй обнаженной поверхности пласта до шпура; l_2 – глубина выемки; максимальное P_{max} и конечное P_K давление нагнетаемой воды; t – продолжительность процесса.

Для пластов с $m \leq 0,8$ м	$l_z = 2 \div 4,5$ м
$0,8 \leq m \leq 0,8$ м	$l_z = 2,5 \div 5,5$ м
$m \leq 0,12$ м	$l_z = 3 \div 6$ м.

$$\text{Длина шпура, м } l = l_z + 0,3. \quad (8.16)$$

Расстояние между шпурами в очистных забоях, м:

$$a = (2,4 \cdot l_z - 0,5 \cdot m) \pm 0,5. \quad (8.17)$$

Давление нагнетания, МПа:

$$P_{max} \geq 0,075 \cdot \gamma H + P_c, \quad (8.18)$$

$$P_k \leq 3 + P_c, \quad (8.19)$$

где P_c – потери напора в гидросети.

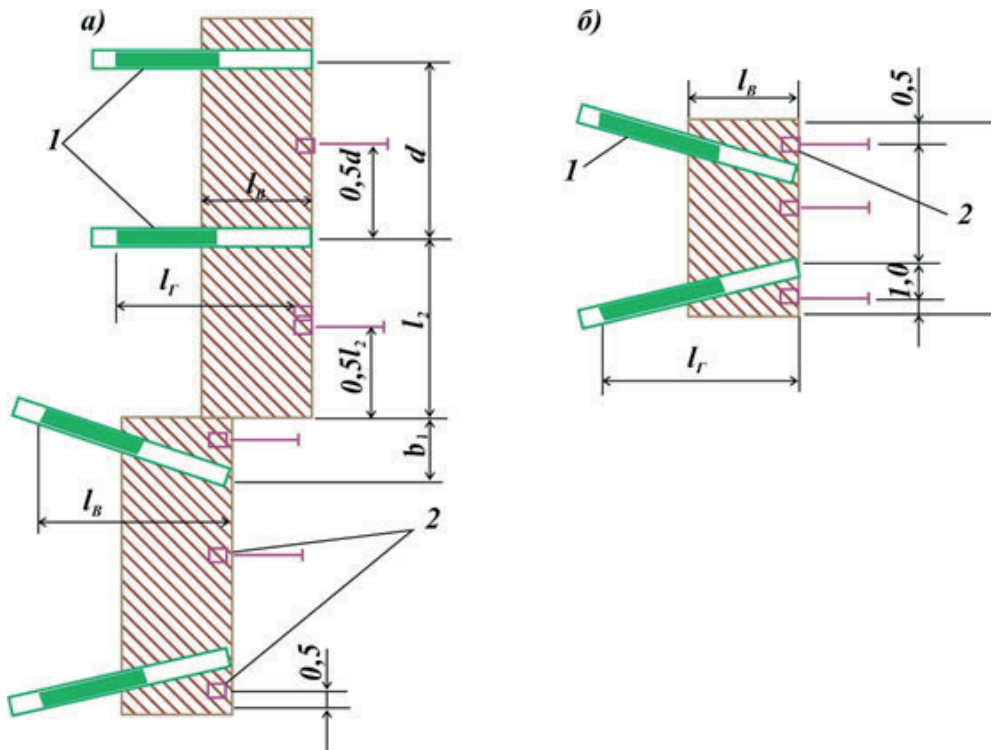


Рисунок 8.3 – Схема расположения нагнетательных шпуров и пунктов замера выдвигания забоя: *a* – в лаве, *б* – в подготовительном забое; 1 – шпуров для гидроотжима, 2 – пункты замера выдвигания пластов

Гидровывывание опережающих полостей применяют в подготовительных выработках при наличии в угольных пластах нарушенных пачек с крепостью f не более 0,6, и мощностью не менее 5 м.

Технико-экономические показатели работы участков на опасных шахтах существенно ниже, чем на неопасных по выбросам. Основные причины:

- потери добычи из-за невозможности совмещения работ по предотвращению выбросов с основными производственными процессами (спец. смена);
- ограничение скорости подвигания забоев;
- потери добычи из-за простоев забоев после выбросов;
- увеличение численности рабочих и дополнительные затраты средств на выполнение противовыбросных мероприятий;
- психологические факторы.

Снижаются:

- нагрузка на лаву до 18–35 %;
- производительность труда по добыче – до 20–40 %;
- скорость проведения подготовительной выработки – 30–35 %.

Повышается себестоимость на 15–40 %.

8.2 Геодинамические процессы в породных массивах и меры борьбы с ними

8.2.1 Формы проявления, условия возникновения, механизм горных ударов и их классификации

Формы проявления горных ударов. Геодинамическим явлением в шахте называется внезапное, происходящее с большой скоростью движение полезного ископаемого, пород, газов или жидкостей вблизи горных выработок, сопровождающееся значительным силовым эффектом.

Геодинамические явления, в зависимости от вызывающих их причин, разделяются на три категории, являясь результатом:

- проявлений горного давления – горные удары, внезапные высыпания и обрушения, раздавливание угля или руды;
- возбуждения давлением газов, жидкостей или плавучих пород – прорывы газов, суффляры, прорывы воды, плывунов, заиловочной массы;
- совместного действия горных пород и заключенного в них газа – внезапные выбросы породы и газа.

Горный удар – быстропротекающее разрушение хрупких горных пород в виде взрыва, вызванное мгновенным превращением потенциальной энергии сжатых горных пород в кинематическую, проявляющееся в виде отброса угля или руды и пород в выработки, резкого звука, появлений пыли, сотрясения горных пород, воздушной волны. Длительность горного удара $0,01 \div 3$ сек.

Горным ударам подвержены угли всех стадий метоморфизма (от бурых до антрацитов), соли, железные, медные, никелевые и полиметаллические руды, гранит, мрамор.

Горные удары проявляются в разнообразных формах, в различных условиях, на разных стадиях развития горных работ. Они могут происходить как в выработках, пройденных по полезному ископаемому, так и во вмещающих горных породах. Наблюдаются горные удары в краевой части массива полезного ископаемого, а также и в целиках.

Горные удары часто случаются в сближенных пластах при ведении горных работ по одному из них.

Наиболее сильные горные удары отмечались на соляных рудниках. Площадь разрушения горных выработках достигала в отдельных случаях 1–3 млн м². Сейсмическое воздействие при этом отмечали в радиусе нескольких сотен километров от эпицентра горного удара.

Обычно горным ударом подвержены участки массивов, сложенных прочными упругими породами. Однако известны случаи горных ударов и в слабых обводненных породах.

Известны случаи горных ударов не только в подземных выработках, но и на карьерах, и притом на небольших глубинах при достаточно прочных породах.

Условия возникновения горных ударов. Горные удары происходят при определенных сочетаниях естественных геологических и горнотехнических условий. Эти сочетания крайне разнообразны и связаны с влиянием многих факторов.

К наиболее существенным геологическим факторам, обуславливающим возможность проявления горных ударов, относятся следующие:

- наличие мощных и крепких пластов пород, залегающих в почве и кровле полезного ископаемого;
- достаточно прочное полезное ископаемое с высокими упругими свойствами; большая глубина горных работ (от 180 до 400 м);
- сильная тектоническая нарушенность месторождения и ведение горных работ вблизи всевозможных нарушений.

Среди горнотехнических факторов, подготавливающих горные удары, наиболее существенны:

- ведение горных работ с оставлением целиков полезного ископаемого;
- изрезанность отрабатываемого участка большим числом подготовительных и нарезных выработок;
- ведение горных работ под целиками;
- применение камерно-столбовых систем разработки;
- ведение работ догоняющими и встречными забоями.

Очагами горных ударов являются участки повышенной концентрации потенциальной энергии упругого сжатия породного массива, находящиеся в условиях предельного напряженного состояния. Существенную роль в развязывании процесса горного удара играют импульсные нагрузки, которые могут возникать в предельно напряженном участке массива вследствие разнообразных причин: упругой волны при взрывах; внедрения в полезное ископаемое рабочего органа проходческой и добычной машины; мгновенного усиления неравномерности напряженного состояния призабойной части массива при приближении забоя к нарушению или к замку складки. Следует отметить, что наличие блокообразующих разрывов и структурных образований на месторождении приводит к значительной неоднородности поля напряжений в массиве. Причем, поле напряжений блочного массива нестационарное, осложнено тектоническими процессами и обусловлено напряженным состоянием отдельных тектонических блоков. Наиболее вероятное место возникновения горного удара при подходе горных работ к блокообразующим разрывам определяется шириной зон влияния опорного давления и разрыва.

В зависимости от физико-механических свойств массива, параметрами структурного блока и блокообразующих разрывов установлены

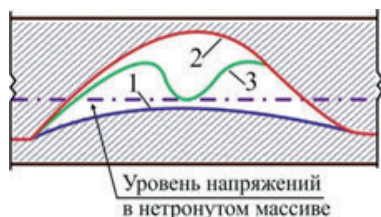


Рисунок 8.4 – Эпюры фактических нагрузок по средней линии структурных блоков

три основных вида эпюр напряженного состояния структурных блоков (рисунок 8.4).

Первый вид напряженного состояния (эпюра 1) характеризуется пониженным уровнем напряжений относительно нетронутого массива, т. е. достигается эффект разгрузки блока за счет взаимного наложения тектонического влияния разрывов. Такое напряженное состояние возможно при условии, когда размер структурного блока меньше или равен удвоенной ширине зон влияния блокообразующих разрывов. При ведении горных работ в этих условиях существует опасность вывалов и самообрушения пород в выработанное пространство.

Второй вид напряженного состояния (эпюра 2) характеризуется областью напряжений, значительно превышающих напряжения нетронутого массива и расположенной в центральной части блока. Такой вид напряженного состояния блока возможен при условии, когда размер блока равен ширине зон влияния блокообразующих разрывов. При расположении горных выработок в центральной части блока возникают условия для проявления горных ударов.

Третий вид напряженного состояния (эпюра 3) характеризуется наличием двух областей повышенной концентрации напряжений, расположенных преимущественно на периферийных частях структурного блока. В центральной его части уровень напряжений соизмерим с напряжениями нетронутого массива. Такой характер распределения напряжений возможен при условии, когда размер блока больше или равен половине ширины зон влияния блокообразующих разрывов. В этом случае возможно проявление горных ударов при ведении горных работ в зонах повышенного напряженного состояния.

Представления о механизме горных ударов. Ввиду большой сложности и разнообразия условий проявления горных ударов, всесторонне разработанная теория этих процессов пока отсутствует.

И.М. Петуховым была высказана гипотеза, согласно которой в подготовке и проявлении горного удара участвует вся система «боковые породы – уголь». Горный удар характеризуется как хрупкое разрушение предельно напряженного целика или краевой части пласта, при его упруго-пластичном деформировании, вызванным несоответствием скорости нагружения и максимально возможной скорости релаксации напряжений пласта угля.

Горный удар рассматривается как лавинообразный процесс, развивающийся от начального микроразрушения до разрушения всего целика или призабойной части пласта. Если скорость приложения нагрузок превышает скорость выхода пласта из-под нагрузки, то уголь подвергается хрупкому разрушению в виде толчков, микроударов и соответственно горных ударов.

В краевой предельно напряженной части угольного пласта напряжения распределяются крайне неравномерно из-за разуплотнения и увеличения объема угля вследствие подвижек отдельных слоев по контактам с неравными поверхностями. Поэтому горный удар может произойти тогда, когда скорость изменения напряженного состояния на данном участке пласта V_H превысит максимальную скорость релаксации напряжений на данном участке $V_{пред.}$, т. е. хрупкое разрушение в форме горного удара возможно лишь при

$$\frac{V_H}{V_{пред.}} = N > 1, \quad (8.20)$$

где N – показатель хрупкости.

Сейсмоакустические наблюдения за процессом хрупкого разрушения показали, что трещинообразование и разрушение в очаге горного удара имеет лавинообразный характер. Процесс распространяется на новые и новые области по контуру забоя и в глубину. Однако если по каким-либо причинам будет подпор со стороны разрушенного угля, ограничивающий развитие процесса, то область разрушения стабилизируется и примет характерную форму полости разрушения.

Энергия, участвующая в горном ударе, складывается из энергии упругих деформаций угольного пласта и энергии боковых пород. Запас полной потенциальной энергии, участвующей в горном ударе:

$$W = W_y + W_n, \quad (8.21)$$

где W_y и W_n – потенциальная энергия, соответственно, угольного пласта и боковых пород.

Потенциальная энергия угольного пласта определяется по формуле:

$$W_y = \frac{\sigma_{сп.}}{2E_y} \cdot V_y, \quad (8.22)$$

где W_y – средняя потенциальная энергия в пласте угля; E_y – модуль упругости угля; V_y – объем разрушенного угля и потенциальная энергия боковых пород; W_n – потенциальная энергия в боковых породах при условии, что при горном ударе они сближаются на величину l_0 и совершают при этом работу:

$$W_n = A = 1/2 \sigma_{cp} \cdot S \cdot l_0, \quad (8.23)$$

здесь S – площадь разрушенного целика; $1/2$ – коэффициент, учитывающий, что в процессе сближения пород на величину l_0 , сила изменяется от $\sigma_{cp} \cdot S$ до нуля.

В формуле

$$l_0 = 0,4 \cdot 2\chi_0 \cdot \varepsilon_0, \quad (8.24)$$

где $2\chi_0$ – ширина выработки или области разгрузки пород при ударе; ε_0 – максимальное относительное расширение пород при разгрузке.

Следовательно,

$$W_n = \sigma_{cp} \cdot S \cdot \left(\sigma_p \cdot \frac{h}{E_y} + 0,4\chi_0 \cdot \varepsilon_0 \right), \quad (8.25)$$

где h – полумощность пласта угля.

Установлению закономерностей протекания горного удара в шахтах и рудниках, а также созданию соответствующей теории, посвящены многочисленные исследования. Однако строгой теории горного давления и горных ударов еще не создано, хотя многие рекомендации науки по снижению удароопасности пород и управлению состоянием массива оказались эффективными для горных предприятий.

Современная геомеханика основывается на экспериментально-теоретических методах и до настоящего времени не выработала четкого научного представления о физических процессах, формирующих напряженное состояние, температуру и свойства минерального вещества нетронутого массива. Это не позволяет достаточно точно определить количество накопленной в массиве потенциальной энергии, раскрыть механизмы и закономерности ее преобразования в работу, совершаемую при горных ударах и землетрясениях.

Классификация горных ударов. Многообразие условий, в которых проявляются удары, а также многообразие форм разрушения горных пород при ударах, не позволяют разработать полную классификацию этих явлений. На всех этапах развития учения о горных ударах вопросам их классификации уделялось большое внимание. И.М. Петухов отмечал следующие факты, используемые различными авторами при построении классификации горных ударов: удаленность очага удара от обнажения, место появления горных ударов, механические свойства угольных пластов, величину сейсмической энергии.

Е.И. Шемякин со своими сотрудниками (ИГД СОАН СССР) рассматривали отработываемый участок месторождения, оконтуренный некоторой замкнутой поверхностью, внутри которой заключен весь объем породного массива конкретного месторождения, в пределах которого

Таблица 8.1 – Классификация горных ударов

По местоположению очаговой зоны			
В краевой зоне горных выработок	В целиках	В глубине массива или в глубине отработанного пространства	
По взаимовлиянию (воздействию) на тектонические разломы и трещины			
Горный удар (не связанный с тектоникой)	Горный удар тектонического типа	Горный удар трещинного типа	Горный удар нетектонического типа
По энергии, выделяемой в процессе динамического явления			
Класс	Характер удара	Энергия удара, Дж	Геометрическая характеристика
		Площадь видимых проявлений в пределах горизонта пласта, м ²	
I	Очень слабый горный удар	Менее 10 ⁴	Менее 300
II	Слабый горный удар	10 ⁴ ÷ 10 ⁵	300 ÷ 3000
III	Сильный горный удар	10 ⁵ ÷ 10 ⁶	3 · 10 ³ ÷ 3 · 10 ⁴
IV	Очень сильный горный удар	10 ⁶ ÷ 10 ⁷	3 · 10 ⁴ ÷ 3 · 10 ⁵
V	Мощный горный удар	10 ⁷ ÷ 10 ⁸	3 · 10 ⁵ ÷ 3 · 10 ⁶
VI	Особо мощный горный удар	10 ⁸ ÷ 10 ⁹	3 · 10 ⁶ ÷ 3 · 10 ⁷
VII	Техногенное землетрясение	Более 10 ¹⁰	Очаг в зоне влияния горных работ
VIII	Мелко-фокусное землетрясение		Очаг вне зоны влияния горных работ

велись и ведутся горные работы, как геомеханическое пространство. Было установлено, что в пределах шахтного поля локальные концентрации напряжений, накопление потенциальной энергии, и ее неконтролируемое (неуправляемое) выделение могут привести к горным ударам. Но их локализация происходит по мере развития горных (подготовительных и очистных) работ и может контролироваться с помощью наблюдений за сейсмоакустической высококачественной эмиссией из развивающихся очаговых зон. Была сделана попытка классифицировать горные удары (таблица 8.1).

8.8.2 Прогноз горных ударов

Вопрос прогнозирования горных ударов является одним из сложнейших. Это связано с тем, что горные породы, в зависимости от их физико-механических свойств, уровня напряжений и законов деформирования, могут находиться в различных состояниях – допредельном, предельном и запредельном. Эволюционный переход породного массива исследуемого региона от одного состояния в другое сопровождается изменением его структуры, прочностных, физико-механических свойств и других параметров физической природы. Образующиеся при этом новые структурные элементы приобретают новые, отличные от своего объекта свойства. Переход в новое качество породного массива или отдельных его областей может произойти под действием сил тектонической природы, а также под влиянием техногенных факторов, в частности, отработки месторождений. Поэтому прогнозированию состояния породного массива на планируемые этапы отработки месторождения должно предшествовать установление его исходного, не тронутого горными работами состояния. Тектоническая напряженность породного массива обусловлена воздействием эндогенных факторов. Они являются причиной возникновения складчатых и разрывных нарушений. Образование тектонических структур в массиве является реакцией пород на внешние геофизические поля напряжений. Поэтому показателем, отражающим состояние породного массива, может служить уровень его напряженности.

Современные поля напряжений в породных массивах подготовлены последним периодом развития земной коры и видоизменялись по закономерной последовательности геодинамических процессов, характерных для соответствующих циклов.

Формирование месторождений полезных ископаемых приурочено к определенному циклу и соответствующему ему виду напряженного состояния породного массива. Последующее развитие массива (пострудный период) сопровождалось образованием в нем новых структурных элементов и изменением напряженного состояния. Процесс, продолжающийся до настоящего времени, включает этап, характеризующийся

дальнейшим накоплением повреждений, которые в итоге формируют современные прорастающие магистральные разломы.

Первый этап в изучении напряженного состояния массива состоит в установлении его блочного строения и генезиса. Вначале определяют иерархическую соподчиненность структурообразований в рассматриваемом регионе. Для каждого характерного момента воссоздают физико-механические условия формирования тектонических структур, выявляют степень унаследованности современным полем напряжений тех полей, которые обусловлены предшествующим этапом развития региона. Результаты используют для формулирования граничных условий к задачам математического и физического моделирования, учитывающих историю развития массива.

Второй этап заключается в том, чтобы использовать закономерности разломообразования, механики деформирования и разрушения горных пород для реконструкции полей напряжений в массиве, повлекших образование тектонических нарушений, или предшествующих стадии структурообразования.

На этом этапе устанавливают деформационные и прочностные свойства горных пород, механизм деформирования и модели поведения, отвечающие виду разрушения массива на блоки.

Вид разрушения зависит от свойств пород и внешних нагрузок. Но так как при нагружении пород вплоть до разрушения действуют определенные закономерности между напряжениями и деформациями, а прочностные свойства в области трехосных напряженных состояний соответствуют гипотезам прочности Кулона и Мора, то можно решить обратную задачу. По характеру нарушений в массиве горных пород, по виду входящих в него структурных блоков установленной реологической модели, и по соотношениям, определяющим вид разрушения, необходимо реконструировать напряженное состояние массива пород, предшествовавшее его разрушению, а по формирующим разломам – действующее поле напряжений.

В тектонофизическом методе применяются два методических приема: изучение опорных разрезов полей и детальное площадное картирование.

Метод опорных разрезов основывается на начальном этапе изучения месторождения. Выбранные разрезы должны удовлетворять следующим условиям: располагаться вдоль или поперек генерального простирания структуры и содержать горные выработки, скважины или естественные обнажения, позволяющие производить структурные наблюдения и отбирать образцы нужного размера в необходимом количестве, или быть типичными для исследуемого объекта.

Детальное площадное картирование обычно проводится на локальных участках (горизонты подземных выработок, карьеры, хорошо обнаженные участки). Эти работы производятся в масштабах 1:100;

1:1000; 1:2000; 1:5000 и 1:10000 и позволяют составить специализированные геолого-структурные карты, которые включают данные о составе, фациальной принадлежности, степени и характере различных пород, информацию о структуре массива (слоистость, строение контактов, макро и микроскладчатость, разломы, трещиноватость и др.).

По выявленным на опорных и участках, окартированных в детальном масштабе, элементам складок можно реконструировать оси напряжений.

Раскрытие природы и механизма оформления напряженно-деформированного состояния нетронутого породного массива базируется на следующих положениях. Преобладание одних напряжений над другими вызвано разными причинами. Под действием внешних сил тектонической природы более слабые участки земной коры разрушаются. Это проявляется образованием плит, мегаблоков, блоков различных рангов. Поверхности как сформировавшихся, так и прорастающих разломов качественно отражают разрушающие напряжения, но их образование возможно при определенных количественных соотношениях внешних сил, приложенных к рассматриваемому породному массиву. Возникшие от напряжения поверхности силы представляют собой средний уровень напряжений, воспринимаемых системой блоков. Если определить этот средний уровень главных напряжений, ориентацию их направлений, то используя их в качестве граничных условий для рассматриваемой системы блоков, можно установить характер перераспределения этих напряжений внутри блоков и вдоль их контактов с учетом структурных, деформационных, прочностных особенностей входящих в них пород.

Количественные соотношения для фоновых главных напряжений при образовании структур в процессе сброса, раздвига, взброса, надвига, сдвига пород могут быть рассчитаны по формулам, разработанным Э.Н. Работы, определяемым как функция от угла внутреннего трения ρ , предела прочности пород на одноосное сжатие α_c^o , коэффициента поперечной деформации μ , ориентации разлома (угол α). Общий вид этих формул представлен следующими зависимостями:

$$\sigma_i^j = \lambda_i^j \cdot (\rho, \mu, \alpha) \cdot \gamma H + C_i^j \cdot (\rho, \mu, \alpha) \cdot \sigma_0, \quad (8.26)$$

где γ – средняя плотность пород для рассматриваемого массива пород на глубине H . Индекс $i = 1, 2, 3$ определяет компоненту главных напряжений, $i = 4, 5$ – касательное и нормальное напряжения в приконтурных к разрыву породах, ориентированному под углом α к плоскости действия минимального напряжения σ_3 .

Индекс $j = 1, 2, 3$ определяет тип структур, образованных соответственно при сбросах, раздвигах ($j = 1$), взбросах, надвигах ($j = 2$), сдвигах ($j = 3$).

Ориентацию главных напряжений устанавливают с помощью методов тектонофизики, теории разломообразования, современных методов структурного анализа.

На третьем этапе методами математического и физического моделирования оценивают характер перераспределения напряжений в блочном массиве и вдоль их контактов с учетом структурных, деформационных, прочностных и других особенностей входящих в них пород. В качестве граничных условий используют результаты предыдущего этапа.

Четвертый заключительный этап, включает прогнозную оценку напряженно-деформированного состояния массива горных пород, определяемые этапы обработки месторождения. При этом исходным состоянием служит состояние массива, установленное на предыдущем этапе.

Параллельно с тектонофизическими методами проводится анализ результатов сейсмологических наблюдений, геофизических исследований по разведочным скважинам, пробуренным в пределах месторождения, лабораторных испытаний образцов керна из скважин.

Геофизические скважинные измерения дают возможность оценивать физические параметры пород в естественном залегании.

Комплекс скважинных геофизических исследований для решения задачи прогноза горных ударов должен включать: 1) электрокаротаж сопротивлений стандартным градиент-зондом (КС-ПЗ); 2) акустический каротаж (АК); 3) плотностный гамма-гамма каротаж (ГГК-П); 4) боковое каротажное зондирование комплектом потенциал-зондов (БКЗ-ПЗ); 5) резистивиметрию (РМ); 6) кавернометрию (КМ). На угольных месторождениях комплекс дополняется: 7) гамма-каротажом (ГК); 8) нейтронным гамма-каротажом (НГК); и 9) измерением потенциалов собственной поляризации (ПС).

При решении вопросов прогноза горных ударов применяются следующие методы оценки напряжений в породном массиве:

1. Определение напряжений по толщине керна.

При напряженном состоянии пород типа

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = (0,1 \div 0,3) \cdot \sigma_1,$$

зависимость величины максимального сжимающего напряжения σ_1 от толщины дисков t , его диаметра d и $\sigma_{сж}$ выражается в виде:

$$\sigma_1 = \sqrt{\frac{d}{t}} \cdot \sigma_{сж} \cdot \left[(0,54 + 0,1d) + (0,78 + 0,165\sqrt{d}) \right]. \quad (8.27)$$

2. Оценка напряжений по выходу буровой мелочи:

$$\sigma_{max} = (4 \cdot V_1 \cdot \sqrt[3]{2} - 2,3) \cdot \sigma_{сж}, \quad 1 < V_1 \cdot \sqrt[3]{2} < 1,3, \quad (8.28)$$

где V_1 – фактический выход буровой мелочи; $\sqrt[3]{2}$ – номинальный выход буровой мелочи; $\sigma_{сж}$ – предел прочности на одноосное сжатие.

3. Определение напряжений методом разгрузки.

Скважина бурится до места измерения. Затем при помощи зачистной коробки производится грубая и чистовая обработка забоя. После очистки забой обезжиривается и просушивается. Клеевой состав приготавливается в полиэтиленовой бюретке и наносится на плату деформометра, установленного в досылочном устройстве. Деформометр досылается до забоя скважины.

4. Определение напряжений по деформациям, замеренным по реперам. Сущность метода реперов заключается в том, что в пробуренные из горных выработок скважины диаметром от 42 до 110 мм с помощью досылочных устройств вводятся реперы и замеряются тем или иным способом в породах на нужном расстоянии от устья скважины. По изменению расположения репера или расстояния между соседними реперами вдоль оси скважины судят о перемещениях точек массива или о деформациях соответствующих интервалов.

5. *Определение напряжений по деформациям диаметра скважин.* В исследуемой породе пробуривается скважина, в которой устанавливаются деформометры для измерений радиальных смещений в двух и более направлениях, по которым и фиксируются начальные отсчеты. Затем производится полная разгрузка (путем выбуривания прямолинейной и кольцевой разгружающей щели или обуриванием кольцевой коронкой большего диаметра) того участка породы, где установлены деформометры. После осуществления разгрузки производится измерение радиальных деформаций скважины.

6. *Определение напряжений по усилию вдавливания индентора в торец скважины.* Метод основан на измерении усилий вдавливания индентора в забой скважины, величина которых изменяется в зависимости от напряженности породного массива.

Зависимость, связывающая усилие вдавливания индентора со средним напряжением пород, действующим в плоскости забоя скважины, имеет вид:

$$\sigma_{cp} = (P_1 - P_0) \cdot K^{-1}, \quad (8.29)$$

где σ_{cp} – среднее напряжение; P_0 – усилие вдавливания в ненапряженную породу; P_1 – усилие вдавливания в напряженную породу; K^{-1} – ко-

эффициент, характеризующий увеличение усилия вдавливания при возрастании напряжений в породном массиве.

Значения P_0 и K^{-1} определяются в лабораторных условиях на образцах пород или в шахте. Значение P_1 фиксируется поинтервально по мере бурения скважины.

7. *Электромеханический метод оценки напряжений.* Этот метод основан на зависимости электрического сопротивления пород от

напряженного состояния. С ростом напряжений в породах электрическое сопротивление ρ большинства пород в области упругих деформаций понижается, а с уменьшением напряжений в породах – возрастает.

Для определения величины электрического сопротивления пород в горных выработках применяют различные модификации измерительных установок.

По данным измерений разности потенциалов (ΔU) и (J^{-1}) определяется электрическое сопротивление:

$$\rho = K_y \cdot C_n \cdot U \cdot J^{-1}, \quad (8.30)$$

где K_y – коэффициент установки, определяемый по формулам в зависимости от типа установки; C_n – поправочный коэффициент, определяемый по графику (рисунок 8.5) в зависимости от расстояния r от центра приемных электродов до питающего и диаметра выработок d .

Для относительной оценки напряженного состояния используется параметр K_p :

$$K_p = \rho_m \cdot \rho_{min}^{-1}, \quad (8.31)$$

где ρ_m – значение эффективного сопротивления нетронутого массива; ρ_{min}^{-1} – минимальное значение измеренного эффективного сопротивления на изучаемом участке.

Величину напряжений ориентировочно можно оценить по формуле $\sigma_{ip} = K_p \cdot \gamma H$, где γ – плотность пород; H – глубина горных работ.

8. *Сейсмический метод оценки напряжений* основан на изучении зависимости скорости распространения упругих волн в горных породах от их уровня напряжения. С ростом напряжений скорость распространения сейсмических волн в области упругих деформаций возрастает, а с уменьшением – падает. По изменению величины этой скорости можно судить об относительном распространении напряжений в породном массиве вокруг выработки.

Связь между скоростью V_j и напряжением σ_j аппроксимируется уравнением вида:

$$V_j = V + K \cdot n \cdot \sqrt{\sigma_j}, \quad (8.32)$$

где V_j , σ_j – соответственно скорость волн и напряжение по j – направлению; V_0 , K и n – параметры, зависящие от типа пород.

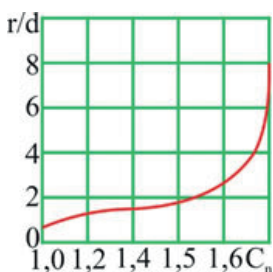


Рисунок 8.5 – График для определения C_n в зависимости r/d

9. *Оценка напряжений массива пород по интенсивности электромагнитного излучения.* В процессе механического воздействия на горные породы, в них происходит преобразование указанного типа энергии в электрическую, накопление последней и выделение ее в виде импульсивного электромагнитного излучения (ИЭИ) в радиоволновом диапазоне. Следует отметить, что процесс преобразования энергии в горных породах тесно связан с процессом разрушения, интенсивность и величина которых связаны с действующими механическими напряжениями. Следовательно, посредством регистрации естественного ИЭИ в породном массиве можно выявить участки концентрации напряжений.

С увеличением напряжений интенсивность импульсного ИЭИ возрастает.

Метод относительной оценки напряженного состояния породного массива по интенсивности естественного ИЭИ является одним из перспективных, т. к. относится к простым бесконтактным и мобильным методам, не требующим бурения шпуров и скважин.

10. *Оценка напряженности массива пород по акустической эмиссии.* Этим термином обозначают эффект излучения распространяющихся в горной породе волн возмущения, вызванных перераспределением локальных напряжений. Интенсивность акустической эмиссии зависит от эмиссионных свойств горной породы и степени напряженности участка массива.

Относительная оценка напряженности участка породного массива по акустической эмиссии осуществляется по коэффициенту:

$$K_{АЭ} = N \cdot N_0^{-1}, \quad (8.33)$$

где N и N_0^{-1} – соответственно значение интенсивности акустической эмиссии в зоне и вне зоны влияния горных выработок. Чем выше значение $K_{АЭ}$, тем больше напряженность участка породного массива.

Методы оценки способности пород к накоплению потенциальной энергии

1. Метод натуральных испытаний с помощью гидравлического комплекса.

Для изучения характера деформирования и разрушения породного массива ВНИМИ разработан гидравлический давяльный комплекс, обеспечивающий создание удельных нагрузок на участке массива до 120 МПа (рисунок 8.6).

Для проведения исследований в массиве подготавливаются специальные ниши сечением 0,8×0,5 м, в которых устанавливаются давяльные домкраты. Измерение деформаций производится с помощью индикаторов часового типа. По относительным деформациям, полученным при искусственном нагружении породного массива с помощью давяльного комплекса, устанавливается склонность пород к накоплению упругой потенциальной энергии и хрупкому разрушению (рисунок 8.6). Порода считается удароопасной, если отношение упругой относительной

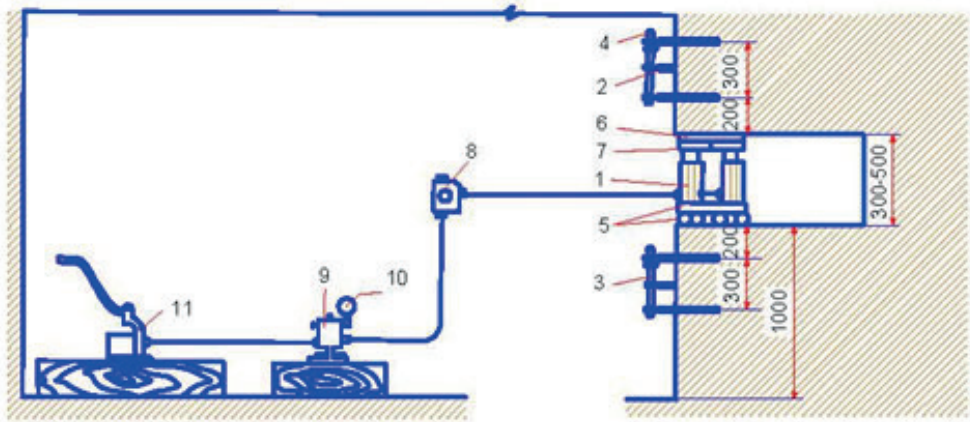


Рисунок 8.6 – Гидравлический давяльный комплекс: 1 – давяльные цилиндры; 2 – реперы; 3 – тарельчатые упоры; 4 – индикаторы часового типа; 5 – стальные брусья; 6 – резина; 7 – стальные пластины; 8 – коллектор; 9 – распределительные устройства; 10 – манометр высокого давяния (свыше 100 МПа); 11 – высоконапорный насос

деформации (ε_y) к полной относительной деформации (ε_n) больше или равно 70 % при нагрузках, превышающих 70 % разрушающих (рисунок 8.7), т. е.

$$K = \varepsilon_y \cdot \varepsilon_n^{-1} \cdot 100 \geq 70. \quad (8.34)$$

2. Степень напряженности отдельных участков породного массива, примыкающих к выработке, устанавливается по расстоянию до максимума опорного давяния X_1 (рисунок 8.8), определяемому с помощью методов, которые в настоящее время разработаны, освоены и широко апробированы на рудных месторождениях:

- по толщине дисков керна;
- по электрическому сопротивлению;
- по вдавливаю индентора;
- по скорости прохождения сейсмических волн;
- по трещиноватости;
- по интенсивности электромагнитного излучения;
- по интенсивности акустической эмиссии;
- по структурным анализам.

11. *Оценка напряженного состояния пород по визуальным наблюдениям за разрушением выработок.* Расположение участков разрушений на контуре выработки предопределяется напряжениями, действующими в породном массиве. Это позволяет по данным визуальных наблюдений в выработках и скважинах приблизительно оценить величину и направление действия главных напряжений, а также изменчивость поля напряжений в пределах изучаемого участка.

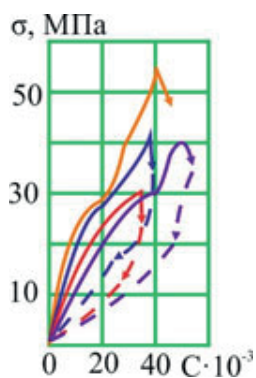


Рисунок 8.7 – График зависимости относительных деформаций ϵ от нагрузки σ

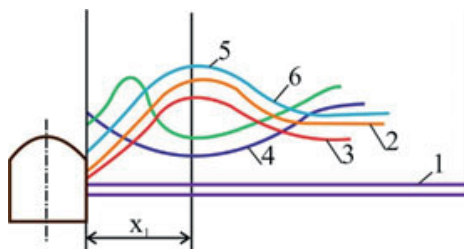


Рисунок 8.8 – Принципиальная схема к определению расстояния x_1 от обнажения выработки: 1 – скважина; 2 – распределение напряжений в зоне опорного давления; 3 – распределение дисков с одного метра скважины 1; 4 – распределение электросопротивлений; 5 – распределение скоростей сейсмических волн; 6 – распределение усилий вдавливания индентора

Рассматриваемый метод применим в тех случаях, когда напряжения в массиве достаточно высоки и способны вызвать разрушения пород на контуре выработок. Отличительной особенностью этого метода является то, что он не требует специальной аппаратуры и позволяет в короткий срок оценить напряженное состояние пород на большой площади, в пределах которой имеются выработки. Чем больше выработок охвачено наблюдениями, тем более надежной получается оценка.

Приближенно величина напряжений оценивается по известным значениям предела прочности пород на одноосное сжатие. Метод позволяет получить достаточно удовлетворительные результаты для пород, отвечающих преимущественно упругому закону деформирования.

Данным методом можно решать следующие задачи:

- оценивать структуру поля напряжений массива пород, вскрытого выработками;
- ориентировочно определять величину и направление действия наибольших напряжений в нетронутом породном массиве;
- качественно сравнивать степень напряженности отдельных конструктивных элементов системы разработки.

Визуальную оценку напряжений выполняют следующим образом. Вначале проводят визуальные обследования всех доступных выработок, расположенных в пределах массива, в котором выполняется оценка напряжений. Обследуют незакрепленные горизонтальные, вертикальные и наклонные выработки, различно ориентированные в пространстве. При этом фиксируют места разрушения пород на контуре выработки. Дополнительно фиксируют участки разрушений контура различных скважин. Полезно выяснить особенности проявления горного давления в момент проходки, поскольку при недостаточно высоких напряжениях разрушения пород могли происходить лишь в первый момент после проходки, а в последующем прекратиться. При описании обследуемого участка выработки следует обращать внимание на контур: уменьшается или увеличивается сечение выработки в результате разрушения (последнее свидетельствует о преимущественно упругом деформировании пород), насколько параллельны отслаиваемые плитки контура выработки и как согласуются поверхности отслоений с естественными поверхностями ослаблений (трещинами, слоистостью и т. п.).

Отмеченные места разрушений наносят на планы горных работ. Данные классифицируют с учетом интенсивности разрушений и положения участков разрушений на контуре выработок.

Направление действия наибольшего главного напряжения в породном массиве определяют на основании положения о том, что разрушение пород на контуре выработки в поле сжимающих напряжений происходит лишь в тех частях контура, где действуют наибольшие сжимающие напряжения, достигающие предельных значений. При этом известно, что участки разрушения пород на контуре выработки всегда параллельны направлению действия наибольших сжимающих напряжений.

С учетом этого факта статистически анализируется пространственная ориентировка участков разрушения пород на контуре выработки и устанавливается направление действия наибольшего главного сжимающего напряжения.

Диагностика горных ударов строится на изучении напряженного состояния пород в нетронутом массиве и вокруг выработок, а также свойств пород. Установлено, что горные удары реализуются на участках с высокими сжимающими напряжениями. Высокая напряженность является необходимым, но недостаточным условием проявления горных ударов. Надо, чтобы породы были упругими, склонными к хрупкому разрушению. Критерием удароопасности пород вблизи контура выработок и целиков является:

$$K_{xp} = \frac{\sigma_{сж}}{\sigma_p} \geq 10, \quad K_{деф} = \frac{\varepsilon_{упр}}{\varepsilon_{общ}} \geq 0,7, \quad (8.35)$$

где $\sigma = (0,5 - 0,8) \cdot \sigma_{сж}$ при стрелянии пород; $\sigma > 0,8\sigma_{сж}$ – при микроударах и горных ударах.

Наиболее информативными в прогнозе горных ударов является критерий $\lambda = M / E$, где M – модуль спада пород из полной диаграммы деформирования; E – модуль упругости пород. Порода считается удароопасной при $\lambda \geq 1$.

По результатам прогноза месторождения подразделяются на неопасные, угрожаемые и опасные по горным ударам.

К *угрожаемым по горным ударам* относятся месторождения, на которых при ведении горных работ происходили толчки и интенсивное заколообразование или горные удары на соседнем руднике (шахте) в пределах того же рудного тела или той же разности пород с аналогичными геологическими условиями, на которых имеются породы и руды с высокими упругими свойствами и склонные к хрупкому разрушению под нагрузкой, а также достаточно высокие напряжения в нетронутом массиве. К опасному по горным ударам относится часть угрожаемого месторождения, начиная с глубины, на которой появились микроудары и горные удары.

Если на месторождении имеются хрупкие породы и изучено напряженное состояние нетронутого массива, то месторождение относится к угрожаемым при $\sigma_{max} > 0,5\sigma_{сж}$, где σ_{max} – максимальное напряжение в нетронутом породном массиве; $\sigma_{сж}$ – предел прочности на одноосное сжатие.

Методы прогноза степени удароопасности пород, прилегающих к горной выработке. Прогнозу степени удароопасности отдельных участков, прилегающих к выработкам, предшествует региональный прогноз горных ударов в шахтном поле.

Региональный прогноз осуществляется путем анализа горнотехнических условий развития горных работ в шахтном поле или постановкой специальных сейсмологических исследований, в результате которых устанавливаются районы концентраций напряжений вокруг очистных и подготовительных выработок.

Выявив районы концентрации напряжений, приступают к определению степени удароопасности пород в выработках, пройденных или находящихся в проходке в этих районах.

По степени удароопасности участки породного массива, примыкающие к выработкам, подразделяются на три категории:

- I – с повышенной опасностью проявления горного удара;
- II – опасные по проявлению горного удара;
- III – не опасные.

8.2.3 Способы предотвращения горных ударов

Применительно к рудным месторождениям основные принципы предотвращения горных ударов сводятся к следующим:

1) снижение горного давления путем соответствующей раскройки и отработки шахтных полей, ведение горных работ широким фронтом

с планомерным развитием их в направлении от выработанных пространств на массив руды с минимальным количеством выработок в массиве и без оставления целиков. Совершенствование технологии разработки месторождений, применение опережающей разработки защитных рудных тел или создание искусственных полостей в породном массиве, использование закладки;

2) снижение способности краевых частей рудных залежей и пород, прилегающих к выработкам, к упругому деформированию и накоплению больших запасов потенциальной энергии путем изменения их физико-механических свойств камуфлетным взрыванием или другими способами, выбора размеров и формы сечения горных выработок для облегчения псевдопластического деформирования пород, окружающих выработку;

3) обеспечение мероприятий по защите людей и выработок от последствий горных ударов путем придания выработкам сечения устойчивой формы, проходки специальных разгрузочных щелей, применение щитов, выбора оптимального режима ведения горных работ, исключения опасных выработок, расположение выработок в закладочном массиве;

4) управление процессом хрупкого разрушения руды и пород в целях предотвращения вредного влияния горных ударов и использование потенциальной энергии для разрушения руды и породы путем выбора мест расположения горных выработок и направления их проходки с учетом естественного поля напряжений в нетронутом породном массиве и степени удароопасности участков пород и руд;

5) создание на рудниках научно-обоснованной службы прогноза и предотвращения горных ударов.

Применительно к угольным месторождениям основные принципы предотвращения горных ударов, следующие:

1) снижение горного давления на угольный пласт или его участки путем опережающей отработки защитных пластов без целиков и без использования полевой подготовки пластов, либо запрещение проведения подготовительных выработок впереди очистных забоев, а также исключения встречных и догоняющих забоев;

2) подавление способности краевых частей угольного пласта, прилегающих к выработкам, к упругому деформированию и накоплению больших запасов потенциальной энергии с изменением их свойств камуфлетными взрывами, нагнетанием воды, бурением разгрузочных скважин;

3) защита людей и горных выработок от последствий горных ударов путем выкладки бутовых полос и костров, применения податливой арочной металлической крепи, установки податливых щитов, введения специального режима производства горных работ;

4) управление процессом хрупкого разрушения угля для предотвращения горных ударов через подбор рациональных способов и средств выемки угля, параметров их применения.

Снижение горного давления. Снижение вредного влияния горного давления при ведении работ является одним из главных принципов безопасной отработки месторождений, склонных к горным ударам. Основываются при этом на знаниях напряженно-деформированного состояния породного массива, как до отработки месторождения, так и в процессе его отработки.

А. При отработке рудных месторождений

1. Раскройка месторождения на шахтные поля и порядок их отработки.

При проектировании и разработке рудных месторождений, угрожаемых по горным ударам, одним из важнейших мероприятий является правильная раскройка шахтных полей. На стадии проектирования с целью снижения горного давления должны учитываться:

- возможности управления сдвижением толщи горных пород;
- оптимальный порядок отработки шахтного поля; возможности восходящего порядка отработки запасов;
- необходимость ведения горных работ без выступающих частей и участков шахтного поля; геомеханические особенности структуры шахтного поля (геологические нарушения, замки складок и т. п.);
- необходимость создания полей подготовки; необходимость ведения горных работ без встречных и догоняющих очистных забоев;
- оптимальные размеры этажей и блоков;
- вопросы доработки и погашения шахт;
- порядок отработки соседних шахтных полей.

2. Совершенствование технологии разработки месторождений в условиях действующих шахт является одним из важнейших направлений в предотвращении горных ударов.

Предусматривается комплекс региональных и локальных мер предотвращения горных ударов.

К региональным мерам относятся:

- стремление к прямолинейности фронта очистного забоя в пределах блоков, шахтных полей и месторождения;
- недопущение отставания отдельных рудных блоков от соседних;
- сокращение до минимально допустимого количества выработок впереди очистных работ и в районах околоствольных дворов;
- необходимость преимущественного проведения капитальных выработок по направлению максимальных напряжений, действующих в массиве пород;
- использование сплошных систем разработок, особенно с закладкой выработанных пространств, и др.

К локальным мерам относятся:

- недопущение местных искривлений линии очистного забоя;

- специальные формы подготовительных и очистных забоев, обеспечивающие минимальную концентрацию напряжений;
- исключение взаимного влияния сближенных выработок;
- способы приведения выработок в неопасное состояние и др.

3. Защитная опережающая разработка рудных залежей и слоев.

Отработка рудной залежи или одного ее слоя вызывают существенное возмущение в окружающем массиве пород. Над и под выработкой происходит сдвиг пород. Сущность защитного действия заключается в частичной разгрузке залежи, опасной по горным ударам, или отдельного участка от первоначально действующих напряжений.

На границы и степень защитного действия влияют:

- ширина очистной выработки, соотношение ее размеров в плане;
- мощность и угол падения отрабатываемой залежи;
- глубина разработки, строение подрабатываемой и надрабатываемой толщи пород и свойства слагающих ее слоев.

При разработке сближенных рудных тел для снижения напряжений в телах, угрожаемых или опасных по горным ударам, в первую очередь рекомендуется производить выемку неопасного тела, которое будет выполнять роль защитного по отношению к опасным.

4. Выбор системы разработки.

Системы разработки рудных месторождений отличаются большим разнообразием. В подавляющем большинстве случаев это системы с поддержанием выработанных пространств целиками руды, различные модификации камерных систем разработки.

Между тем, постоянное увеличение глубины горных выработок, подверженных горным ударам, выдвигает вопрос о бесцеликовой их отработке в число наиболее актуальных. Успешное решение проблемы горных ударов на угольных месторождениях во многом обязано переходу на бесцеликовую выемку.

Основные требования к системам разработки рудных и нерудных месторождений, подверженных горным ударам, сводятся к тому, чтобы отработка их осуществлялась без оставления целиков и выступающих участков рудного тела при минимальной изрезанности массива горными выработками. Подготовительные выработки рекомендуется проводить за пределами зоны опорного давления, вызванной очистными работами. Наиболее предпочтительна сводчатая форма выработок.

Всем этим требованиям наиболее полно отвечает сплошная система разработки, особенно для рудных залежей малой и средней мощности. При разработке мощных рудных тел приемлемыми, с точки зрения обеспечения минимальной удароопасности, являются такие системы, как слоевая разработка с предпочтительной выемкой слоев в нисходящем порядке и с обрушением кровли.

Б. При отработке угольных месторождений

Основной метод снижения горного давления на угольном пласте – опережающая отработка защитных пластов. Экспериментально установлено, что механические свойства угольных пластов (упругость, прочность, пластичность), определяющие степень удароопасности массива пород при наработке (подработке), существенно не изменяются. Рассмотрим более подробно управление массивом горных пород с помощью подработки.

Технология подземных горных работ на удороопасных пластах на всех стадиях (вскрытие, подготовка, разработка) должна содержать меры по снижению концентрации напряжений на отдельных участках.

Вскрытие удароопасных пластов осуществляется выработками, проводимыми по породам или по неопасному пласту, а подготовка – полевыми штреками в почве защитного пласта в границах эффективного действия наработки.

В связи со спецификой отработки пластов, склонных к динамическим явлениям, к системам разработки предъявляются особые требования:

- уменьшение неравномерности изменения напряжений в призабойной части пласта;
- ведение работ по выемке угля в зоне разгрузки;
- выбор таких средств механизации, при которых число рабочих, подвергающихся влиянию динамического явления, минимально;
- локализация зоны действия динамического явления и последствий горного удара или выброса, быстрая нормализация обстановки на участке, обеспечение выхода рабочих по коротким и удобным путям.

Снижение способности пород, прилегающих к выработке, к накоплению потенциальной энергии. При рассмотрении природы и механизма горных ударов было установлено, что от характера деформирования рудного тела вблизи обнажения зависят как условия появления в его краевой части зоны предельно-напряженного состояния, так и размеры последней. В этой зоне формируется удароопасное состояние; основными параметрами зоны является расстояние до максимума опорных нагрузок и их величины (X_1). Определяющим фактором снижения способности руды на обнажении к упругому деформированию, является *ширина зоны ($Ш_3$)*, где достигнуто снижение, т. е. накопление больших запасов потенциальной энергии.

Ширина защитной зоны зависит от действующих напряжений вокруг выработки, от общего уровня напряженного состояния нетронутого массива, от прочностных свойств и трещиноватости рудного тела, от хрупких и упругих свойств руды и породы.

Установлено, что у капитальных и подготовленных выработках $Ш_3$ равна половине наибольшего размера поперечного сечения выработки, но не менее 2 м; у очистных выработок $Ш_3$ равна мощности рудного тела, но не менее 3 м.

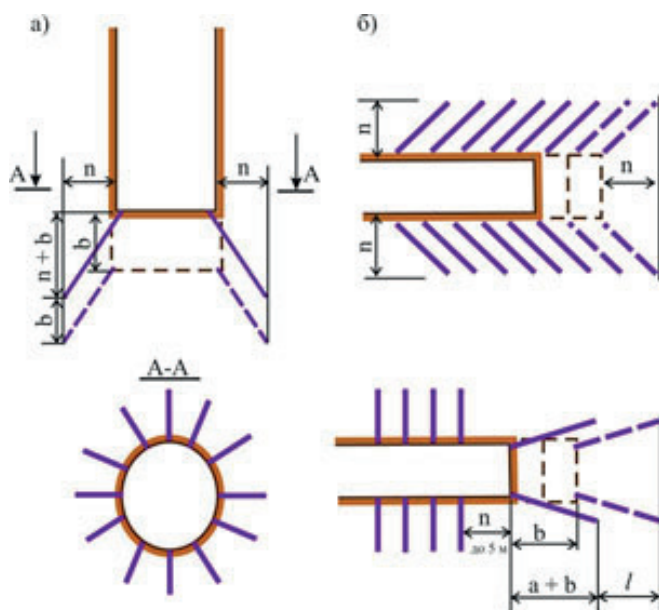


Рисунок 8.9 – Схема проведения камуфлетного взрывания в боковых стенах вертикальных (а) и горизонтальных (б) выработках (v – подвигание за один цикл или несколько циклов)

Защитная зона может быть образована путем применения камуфлетного взрывания зарядов ВВ, бурения разгрузочных скважин большого диаметра, нагнетания воды в горные породы, применение различного рода разгрузочных щелей.

Камуфлетное взрывание представляет собой взрывание заряда внутреннего действия без выброса породы (руды, угля). Как мера борьбы с горными ударами оно может применяться в двух видах: камуфлетное и камуфлетно-сотрясательное взрывание.

При проведении вертикальных и горизонтальных горных выработок возможны два варианта схем камуфлетного взрывания (рисунок 8.9).

Разгрузочные скважины

При использовании данного способа следует иметь в виду, что:

- основное разрушающее действие скважин происходит в процессе их бурения;
- разрушающее действие тем больше, чем выше напряженное состояние данного участка пород и чем, следовательно, выше степень использования энергии горного давления.

Параметры способа, следующие:

- глубина скважин выбирается исходя из необходимой ширины защитной зоны и величины подвигания забоя;
- расстояние между скважинами зависит от их диаметра и степени удароопасности участка и определяется опытным путем в конкретных условиях;
- диаметр скважин желательно выбирать максимально возможным (200–600 мм) – на угле; 105 мм – на руде.

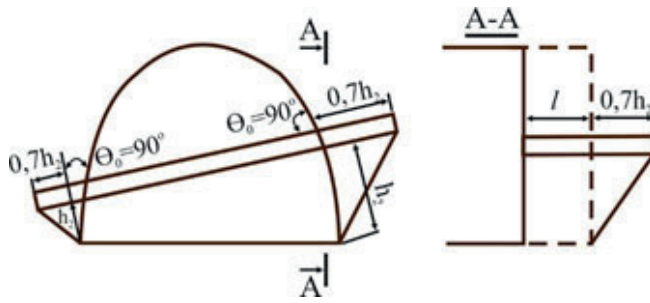


Рисунок 8.10 – Граница влияния разгрузочной щели для снижения удароопасности в полевой выработке

Нагнетание воды

Способ может выполняться:

- в упругом режиме фильтрации (в режиме увлажнения $\eta_0 = 3 - 24 \%$);
- в режиме гидровзрыва или гидроотжима: $> 3 \%$ до $> 24 \%$;
- в режиме, предусматривающем использование энергии горного давления.

Размеры и форма поперечного сечения выработок

Наиболее благоприятной следует считать круглую или сводчатую форму.

Устойчивая форма выработок. Применение контурного взрывания позволяет проходить выработку строго заданной формы и снизить размеры неровностей контура. Амплитуда неровностей при обычном взрывании достигает 20 см, при контурном взрывании она уменьшается до 4–7 см.

Существенной мерой является выбор направления проходки и наиболее устойчивой формы выработки с учетом величины и направления главных напряжений в породном массиве.

Разгрузочные щели являются одним из эффективных средств защиты от горных ударов. Необходимо устройство, чтобы создать щели (рисунок 8.10) не менее 3 см взрывом. Разбуриваются щели через 0,2–0,3 м. Перемычки разрушаются взрывом.

Режим ведения работ. Значительное количество горных ударов на рудных месторождениях приурочено к моменту взрывных работ или к небольшому промежутку времени после них.

Поэтому в удароопасных условиях должен соблюдаться специальный режим ведения взрывных работ.

Одним из важных моментов режима ведения горных работ является максимальная скорость подвигания забоя. В зависимости от свойств горных пород и их напряженного состояния, для каждого конкретного условий существует своя оптимальная скорость подвигания забоя. Большинство работ на позициях приводит к необходимости ограничения скорости подвигания забоя в целом.

Поддержание горных выработок. На удороопасных месторождениях применяются: торкретбетон, анкерная крепь с металлической сеткой или без нее и податливая металлическая крепь. В капитальных выработках применяется бетонная крепь.

Организация службы борьбы с горными ударами. Одним из важнейших условий успешного решения проблемы горных ударов является своевременное выявление месторождений, а также разновидностей руд, углей и пород, склонных к горным ударам.

Организация специальной службы прогноза горных ударов и мер борьбы с ними является одним из важнейших направлений в предотвращении горных ударов.

Основными задачами службы прогноза являются:

- осуществление прогноза степени удороопасности участков рудного и породного массивов;
- оценка эффективности проводимых мероприятий по борьбе с горными ударами;
- выявление длительного действия противоударных мер;
- разработка рекомендаций по безопасному ведению горных работ в удороопасных условиях;
- контроль за соблюдением разработанных рекомендаций и правильным ведением горных работ на шахтах.

С углублением горных работ основным направлением в развитии мер борьбы с горными ударами является совершенствование технологии разработки месторождений: возможность использования запасов энергии горного давления с целью предотвращения горных ударов; совершенствование мер борьбы с горными ударами на основе использования некоторых новых физических принципов разрушения горных пород. Например, резонансного эффекта и некоторых электрофизических методов разрушения.

Сущность резонансного эффекта заключается в аккумуляции механической энергии внешнего воздействия на упругую систему при совпадении собственной частоты колебания системы с частотой внешнего воздействия. Аккумуляция механической энергии в случае резонанса выражается в виде сильного возрастания амплитуды колебания упругой системы при сравнительно небольшой возмущающей силе внешнего воздействия.

Перспективным направлением разработки локальных методов борьбы с горными ударами на рудных месторождениях является развитие электрофизических методов разрушения твердых тел, что приводит к устранению удороопасности напряженных частей массива путем изменения физико-механических свойств пород (1 – высокочастотный и низкочастотный тепловой пробой, метод электрического нагрева, волновой метод; 2 – лазер, плазменная струя, инфракрасное излучение).

Известно, что охлаждение забоя вызывает деформации упругого восстановления и, как следствие, разгрузку массива пород. Расчеты показали, что при снижении температуры пород от +40 до 0 °С напряжения в них снижаются на 14–15 МПа, что ориентировочно соответствует напряжениям на глубине работ не менее 500 м.

Глава 9. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ НА ОТКРЫТЫХ ГОРНЫХ РАБОТАХ

9.1 Геомеханические процессы на карьерах

Сдвигение бортов карьеров проявляется в виде следующих деформаций массива: осыпей – постепенного перемещения горных пород из верхней части откоса в нижнюю; обрушений – быстрого смещения горной массы по пологой поверхности скольжения; оползней – медленного перемещения больших масс породы в сторону выработанного пространства; просадок – вертикального опускания прибортовых участков рыхлых пород без образования сплошной поверхности скольжения.

Для управления устойчивостью откосов на карьерах необходимо систематически получать и накапливать информацию о свойствах и состоянии породного массива. Для оповещения инженерных служб о процессах развития деформаций и разрушения, предупреждения опасностей и корректировки параметров уступов, бортов и отвалов при ведении горных пород широко используют прогноз и контроль за состоянием откосов.

Прогноз предполагает установление характера сдвижения горных пород на бортах карьера и определение сдвижения отдельных точек массива в пространстве и во времени, размеров сдвигающегося массива, поверхности скольжения, стадий активизации и затухания сдвижения массива.

Оценка состояния откосов проводится по мере их формирования при подвигании фронта горных работ к предельным контурам карьера и вскрытия нижележащих горизонтов. Для изучения характера проявлений геомеханических процессов в бортах карьеров, изменений инженерно-геологических и гидрогеологических условий в пределах карьерного поля применяют: маркшейдерско-геодезические, физико-технические, инженерно-геологические методы, системы прогноза и контроля, которые позволяют получать экспериментальным путем численное отношение между измеряемой величиной к некоторым ее значениям, принятым за единицу сравнения, устанавливать механизм возникновения деформаций откосов и следить за характером их развития.

Наблюдения позволяют выявить совокупное действие всей суммы факторов, влияющих на устойчивость откосов и оценить преобладающие из них.

Осуществление контроля за геомеханическими процессами на карьерах предполагает установление соответствия между текущими информативными параметрами и заранее предложенными их пределами

или критериями. Основными параметрами, по которым ведется оценка устойчивости бортов карьеров и склонов, являются деформации, смещения и их производные во времени. Предельными величинами, по которым принимаются решения, являются: заданный коэффициент запаса устойчивости откоса, докритическая скорость или допредельное значение деформации, физические свойства массива до начала развития геомеханического процесса.

При изучении видимых деформаций бортов и откосов используют прямые (путем осмотра) и инструментальные наблюдения. При осмотре возможных мест сдвижения с помощью газомерной, фото- и кино съемки фиксируют возникающие трещины, оползни, просадки, водопроявления и последствия взрывных работ. По результатам осмотра выбираются участки инструментальных измерений, оценивается представительность и область применения инструментальных, инженерно-геологических и других методов определения состояния откосов.

9.2 Устойчивость открытых горных выработок

Определение оптимальных параметров устойчивости бортов карьера, уступов и отвалов является одним из важнейших условий, обеспечивающих экономичную и безопасную отработку месторождений полезных ископаемых открытым способом.

Точное определение угла наклона бортов карьера имеет большое экономическое значение. Угол наклона, прежде всего, оказывает влияние на объем горно-капитальных работ. Так, увеличение общего угла наклона борта только на 1° при глубине карьера 300 м, приводит к сокращению объема вскрышных работ почти на 3 млн м^3 на каждый километр протяженности борта.

Устойчивость выработок обуславливают три группы факторов:

- горно-геологические (изменение уровня горизонта подземных вод, трансформация напряженно-деформированного состояния породного массива, прилегающих карьерных откосов, разуплотнение пород в откосах и их подошвах);
- физико-географические (структура массивов, физико-механические свойства пород, выветривание пород в откосах, замерзание и оттаивание наружного слоя пород на откосах, увлажнение пород);
- горнотехнические (высота и форма технологических откосов уступов, бортов карьеров и овалов, технология выемки и транспортирования пород в соответствии со способом отвалообразования, схема отсыпки пород в отвал, характеристики фронта и темпа работ, статические и динамические нагрузки от горного и транспортного оборудования и отвалов пород).

Устойчивость откосов в карьерах стали исследовать в последние 50–75 лет. Здесь четко определились три направления: технологическое, маркшейдерское и инженерно-геологическое. В первом направлении преимущественное внимание уделяется учету взаимосвязей устойчивости откосов технологией работ, во втором – исследованию деформаций, в третьем – изучению природных факторов, обуславливающих устойчивость откосов.

На устойчивость и деформируемость горных пород в карьерных откосах оказывают влияние технология ведения горных работ и направление их развития (таблица 9.1).

Исследованиями установлено, что механизмы деформирования бортов карьеров различны и, в основном, зависят от строения и механических свойств массива (рисунок 9.1).

Все виды деформаций бортов карьеров в той или иной степени связаны с изменением естественного напряженного состояния породного массива, вызванном проведением горных выработок.

Устойчивость откосов обычно характеризуется коэффициентом запаса устойчивости, являющимся отношением суммы всех сил сопротивления сдвигу бортов карьера к сумме сдвигающихся сил, действующих вдоль наиболее слабой поверхности:

$$n = \frac{\sum S}{\sum T}. \quad (9.1)$$

Влияние на устойчивость откосов тех или иных горно-геологических, физико-географических, горнотехнических факторов определяется их влиянием на силы сопротивления сдвигу или сдвигающие силы. Одним из факторов, определяющих сопротивление сдвигу, является прочность горных пород, от которой зависит предельное сопротивление сдвигу. Следует отметить, что сопротивление сдвигу горных пород является величиной переменной, зависящей также от величины нормальных сдвигающих сил по поверхности сдвига.

В общем виде эта зависимость криволинейна:

$$\tau = K + tg \rho \sigma, \quad (9.2)$$

где K – сцепление горной породы; $tg \rho = f$ – коэффициент внутреннего трения; σ – нормальное напряжение.

Сопротивление сдвигу несвязанных горных пород – чистых песков, гравия и раздробленных скальных и полускальных пород в довольно широком интервале нормальных напряжений, характеризуется постоянной величиной внутреннего трения и нулевым сцеплением.

На рисунке 9.2 линией I изображено предельное сопротивление горной породы в монолитном образце, а линией II – предел ползучести при тех же нормальных напряжениях. Линия IV выражает сопротивление сдвигу той же породы в раздробленном виде – щебня, отвалов. Сопротивление сдвигу той же самой горной породы в массиве, ослабленном

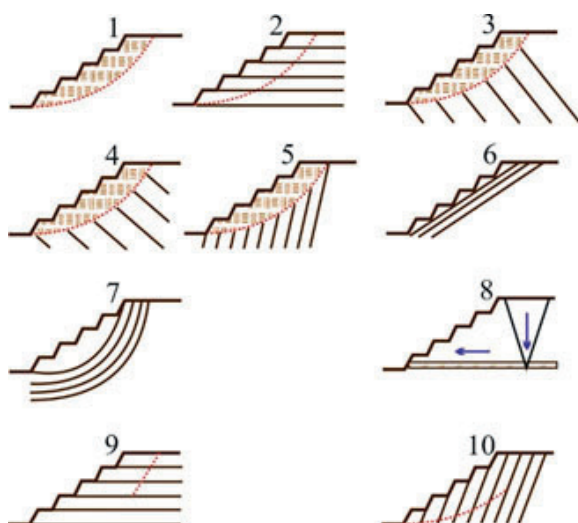


Рисунок 9.1 – Основные формы оползневых деформаций на бортах карьеров: 1 – асеквентные; 2–5 – инсеквентные; 6,7 – консеквентные; 8–10 – смешанные

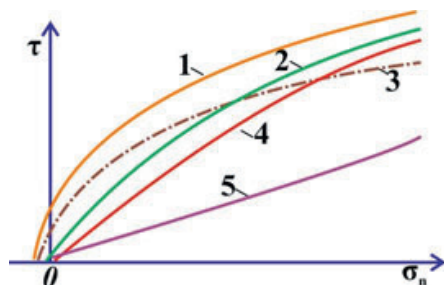


Рисунок 9.2 – Изменение предельного сопротивления сдвигу горной породы и предела ползучести

ступенчато расположенными трещинами отдельности, существенно меньше, чем в монолитном образце (линия III), и чем интенсивнее эта трещиноватость, тем меньше сопротивление сдвигу. Следовательно, интенсивность трещиноватости также является существенным фактором, влияющим на устойчивость откосов.

По тектоническим нарушениям, контактам между слоями пород различного литологического состава и по сланцеватости сопротивление сдвигу значительно меньше, чем по поверхностям, не совпадающим с этими поверхностями ослабления; это уменьшение происходит за счет сил сцепления и сил трения (линия IV). Перечисленные поверхности ослабления также относятся к числу важнейших факторов, влияющих на устойчивость откосов, если они расположены в массиве борта таким образом, что по ним может пройти наиболее слабая поверхность.

Уменьшение прочности горных пород в откосах под влиянием набухания, разуплотнения, выветривания и выщелачивания также приводит к уменьшению сил сопротивления сдвигу и коэффициента запаса устойчивости.

Таблица 9.1 – Влияние горных работ на устойчивость откосов

№ п/п	Процессы горного производства	Изменение свойств горных пород, их структуры или напряженного состояния	Отрицательное влияние горных пород	Способы снижения отрицательного влияния технологии работ	Положительный эффект от предупреждения или использования деформаций в технологии
1	Буровзрывные работы в приконтурной зоне	Уменьшение сил сцепления в результате дробления, трещинообразования, раскрытия трещин и контактов, расслоения	Развитие процессов обрушения и осыпания пород в нерабочих уступах и бермах с длительным сроком стояния	Защита контурного массива экраняющими и отрезными щелями, применение наклонных скважин	Сокращение затрат на уборку осыпей, ремонт, уборку, укрепление уступов и берм, а также на их восстановление при разное деформированное гося борта
2	Подрезка откосом работающего уступа потенциально опасных поверхностей (тектонических нарушений, слабых слоев и пропластков, протяженных трещин)	Снижение сопротивляемости массива сдвигу в результате обнажения поверхности ослабления	Развитие процессов обрушения уступов и берм, оползания нерабочих и рабочих уступов	Переориентация простирания откосов и уменьшение их угла, укрепление уступов и берм	Исключение обрушений уступов и берм
3	Подвижение фронта горных работ в направлении восстания слоев или под некоторым углом к этому направлению при наличии слабых слоев или контактов	Снижение сопротивляемости массива сдвигу в результате разработки призм упора, подрезки слоев или контактов	Развитие крупномасштабных оползней рабочих бортов и внутренних отвалов	Изменение направления подвигания фронта работ, временная подвалка рабочего борта, оставление временных целиков	Гравитационное перемещение пород при использовании управляемого оползнеобразовании
4	Экскавация и переэкскавация рыхлых слоев	Нарушение структурных связей, уменьшение сил сцепления и коэффициента трения	Развитие над-почвенных оползней внутренних и внешних отвалов	Селективная отсыпка пород, формирование многоярусного отвала, отсыпка пород в ограниченное пространство	Гравитационное перемещение отвальных пород при отсыпке их на наклонное основание или в выработанное пространство глубоких разрезов

5	Нагружение уступов и бортов горно-транспортным оборудованием и отвалами (статические V, динамические)	Увеличение тангенциальной составляющей гравитационных сил в призме нормальной составляющей – в призме упора	При нагружении призмы активного давления – развитие оползней и обрушений откосов	Размещение нагрузки за призмой обрушения, либо на промежуточных горизонтах, подвалка нагруженного откоса, учет нагрузки при определении параметров откоса	Принудительное обрушение уступа и гравитационное перемещение пород путем нагружения обрушаемого уступа отвальными породами верхнего горизонта
6	Подвалка рабочего борта, добычного уступа или внутреннего отвала при бестранспортной разработке вскрыши	Увеличение сопротивления сдвигу подвального борта (уступа), восстановление сцепления, увеличение несущей способности подвального отвала	Дополнительная переэксплуатация отвальных пород	Оставление временного ленточного целика для формирования откоса увеличенным углом	Увеличение несущей способности подвального откоса, улучшение проходимости оборудования по уплотненным породам отвала
7	Формирование отвала на слабом горизонтальном или наклонном основаниях (наличие слабых слоев или контактов)	Потеря несущей способности пород основания отвала в результате перегрузок	Развитие подподошвенных и подоползневых оползней	Опережающая отсыпка предотвала, удаление слабых пород, отсыпка барьерного отвала, рыхление взрывами или укрепление основания отвала	Гравитационное перемещение отвальных пород при отвалобразовании в режиме управляемых деформаций
8	Подработка нижней части откоса (призмы упора)	Уменьшение суммарной удерживающей силы	Обрушение или оползание откоса	Формирование откоса с проектным профилем	Управляемое обрушение и гравитационное перемещение вскрышных пород

9.3 Маркшейдерско-геодезические методы прогноза

Наблюдения проводятся для определения смещения точек массива и их скоростей, деформации сдвига, границ распространения и вида нарушения. Для установления вида деформации откоса необходимо измерить смещение массива в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Одновременные смещения в горизонтальном и вертикальном направлениях формируют деформации сдвига уступа, борта и отвала. Вертикальные смещения, направленные вниз, называют оседанием, а вверх – выпиранием.

Реперы наблюдательной станции закладываются по профильным линиям, перпендикулярным простиранию борта карьера. Длина профильной линии выбирается в зависимости от глубины и ширины карьера такой, чтобы она была больше зоны сдвижения.

Для измерения вертикальных смещений используются геодезические приборы, гидростатические уровни и нивелиры, фотооптические приборы. Для измерения же горизонтальных смещений поверхности дополнительно применяют наклонометры, маяки, рейки, тензометры, геодезические приборы.

Опорные реперы устанавливаются вне зоны влияния развивающихся деформаций при производстве горных работ. Каждый из них состоит из трех реперов, расположенных в одном направлении на расстоянии 100–150 м друг от друга. В створе с опорными реперами закладываются рабочие реперы, число которых определяется схемой измерений и условиями их сохранности в течение срока существования карьера. Число створов (профильных линий) на карьере или отвале, располагающихся вкрест простирания бортов, устанавливаются в зависимости от горнотехнических и инженерно-геологических условий. Рабочие реперы располагают на рабочих площадках уступов так, чтобы полнее характеризовать процесс деформирования отвала или борта.

Опорные и рабочие реперы представляют собой металлические штыри диаметром 25–30 мм и длиной 1,2–1,5 м, забетонированные в монолитное основание с размером 40×40×50 см. Над поверхностью площадки отвала штыри выступают на 0,3–0,5 м, площадки уступа – на 0,05–0,1 м.

Наблюдения на станциях осуществляются периодически путем геометрического или тригонометрического нивелирования реперов и измерений расстояний между ними.

Периодичность инструментальных наблюдений зависит от вида смещения, абсолютного его значения и скорости деформирования отвала или борта.

Прекращают инструментальные наблюдения при затухающем характере деформаций откосов и возобновляют их в случае обнаружения деформаций визуальными или любыми другими средствами.

Деформирование откоса характеризуется скоростью смещения рабочих реперов за выбранный интервал времени. Различают среднесуточную, среднемесячную и среднегодовую скорости.

Деформирование массива бортов и откосов представляется как результат изменения пространственного положения рабочих реперов за выбранный интервал времени относительно принятого начального положения и начала отсчета времени. Так, горизонтальное смещение ζ рабочего репера определяется разностью координат: x_n, y_n и x_m, y_m , соответственно в n -м и m -м циклах измерений. Оси координат ориентируют, как правило, вкрест простирания и по простиранию откоса. Смещения:

$$\xi = x_n - x_m; \zeta = y_n - y_m. \quad (9.3)$$

Вертикальное смещение рабочего репера характеризуется разностью отметок опорного репера, находящегося вне зоны деформаций при бортового массива, и рабочего репера соответственно в n -м и m -м циклах измерений, т. е.

$$\eta_n = Z_0 - Z_n; \eta_m = Z_0 - Z_m. \quad (9.4)$$

Абсолютное или полное смещение массива определяется по результатам измерений горизонтальных и вертикальных смещений и характеризуется вектором смещения рабочего репера в известный момент времени.

Суммарное полное смещение породного массива по поверхности скольжения включает составляющие полного смещения массива при разуплотнении, сдвиге и сейсмическом воздействии.

По результатам инструментальных измерений находят высотные отметки реперов и горизонтальные расстояния между реперами профильных линий наблюдательной станции, строят графики горизонтальных деформаций сжатия, скоростей смещения реперов по направлению векторов.

Горизонтальные деформации сжатия или растяжения откоса между двумя рабочими реперами определяют по результатам замеров в двух последовательных циклах наблюдений по формуле:

$$E = (d_{n+1} - d_n) / d, \quad (9.5)$$

где d_{n+1} , d_n и d – горизонтальное расстояние между соседними реперами в текущем, предыдущем и начальном циклах наблюдений, мм.

Показатель сдвига находят по формуле:

$$V = \frac{\Delta B}{m}, \quad (9.6)$$

где $\Delta B = B_{n+1} - B_n$ – разность полных смещений соседних рабочих реперов, мм (B_{n+1} – полное смещение переднего репера, ближайшего ко дну

карьера, мм; B_n – полное смещение заднего репера, мм); m – расстояние между соседними рабочими реперами по нормам к векторам смещения.

Значение показателя сдвига V относят к середине интервала между соседними реперами.

На основании результатов инструментальных наблюдений определяют зоны максимальных сжатий, растяжений и сдвигов, которые соответствуют наиболее вероятному месту формирования поверхности скольжения, устанавливают вид деформаций откоса, степень опасности деформаций и роль внешних воздействий на устойчивость откосов, разрабатывают мероприятия по стабилизации деформаций и защите откосов от развития опасных смещений.

Метод профильных линий применяют при смещении массива под действием взрывов вблизи проектных контуров карьера. Наблюдениями за смещением реперов по профильным линиям устанавливают влияние массы одновременно взрываемого ВВ на развитие зоны остаточных деформаций за пределами взрываемого блока. Профильные линии включают опорные и рабочие реперы. Расстояние между рабочими реперами не превышает 2 м. Опорные реперы должны находиться в дальней зоне сейсмического действия взрыва. Наблюдения ведутся в две стадии – до взрыва и после него. Кроме этого, производят топографическую съемку участка взрывных работ до и после взрыва с нанесением видимых трещин, съемку трещиноватости и элементов залегания слоев породного массива. По результатам измерений определяют зону нарушения массива.

Для прогноза развития смещений в откосах бортов, представленных скальными породами до полного разрушения, по данным текущих измерений, используют зависимость:

$$V_p = K_v^2 \cdot V_0, \quad (9.7)$$

где V_p – скорость смещения откоса в период полного разрушения; K_v –

коэффициент, равный V_{cp} / V_0 ; V_{cp} – средняя скорость смещения откоса в период активной стадии разрушения; V_0 – скорость смещения откоса в начальной точке активной стадии разрушения.

При наблюдениях за деформациями бортов на крупных карьерах целесообразно применять более высокоточные методы: фотограмметрические, светодальномерные, лазерные, инклинометрические и др.

Фотограмметрический метод наблюдений позволяет в любой момент устанавливать смещения рабочих реперов по трем координатам. Полученная информация хранится на фотопластинках и может быть в любое время воссоздана в виде объемной модели откоса.

Светодальномерный метод используют для измерения расстояния между рабочими и опорными реперами, находящимися на значительном

удалении друг от друга. Его применение упрощает отслеживание изменений при наблюдениях за деформациями бортов в глубоких карьерах.

Лазерный метод измерения скорости микродеформаций породного массива основан на изучении динамики поля напряжений, характеризующегося частотным спектром микроколебаний, величиной и направлением поступательных перемещений контролируемых точек массива. Сущность измерений заключается в следующем. Оптический квантовый генератор устанавливают в опорном репере, а отражатель (зеркало) – на рабочем. Лазерный луч непрерывного действия с большой стабильностью частоты излучения, многократно отразившись от зеркала, попадает на фотоприемник. В фотоприемнике он взаимодействует с опорным сигналом лазера, что позволяет измерить компоненту доплеровского сдвига частоты при деформации массива.

Для изучения горизонтальных микросмещений откосов применяют интерферометрический способ, основанный на определении разности хода опорного и рабочего интерферирующих лучей. Относительная погрешность определения микросмещения лазерным методом на базах, равным десяткам и сотням метров, по фактическим данным составляет 10 % в связи с влиянием атмосферы и микросейсмичности.

Инклинометрические измерения деформаций откосов основаны на измерении наклонов труб, опущенных в буровые скважины. По наклону труб определяют зону формирования поверхности скольжения, скорость смещения массива и судят об активности оползневого процесса.

Инклинометрические устройства состоят: из направляющей трубы, установленной в вертикальной скважине; подвижного чувствительного элемента в виде зонда, передвигающегося по пазам в трубе; контрольного кабеля для подъема и спуска зонда и передачи на поверхность электрических сигналов от чувствительного блока. По конструкции чувствительного элемента различают маятниковый, тензометрический, электромагнитный и фотографический типы инклинометров. По показаниям инклинометра выделяют горизонтальные смещения массива за известный промежуток времени на всю длину скважины, начиная от вертикального его положения. При этом необходимо, чтобы забой скважины находился вне зоны деформирования. Для непрерывных наблюдений применяют стационарно установленные инклинометры с автоматической записью показаний.

9.4 Физико-технические методы прогноза и контроля состояния бортов и откосов

Быстрые смещения никогда не происходят внезапно, им предшествует этап незначительных, нарастающих во времени скоростей деформаций сдвига. При этом наблюдаются изменения физических свойств горных пород в глубине и на поверхности массива. Регистрация

указанных изменений лежит в основе физико-технических методов прогноза и контроля электрометрического, радиоволнового, сейсмоакустического прозвучивания, акустической и электромагнитной эмиссии, наклономерного и др.

Электрометрический метод в виде электропрофиля и вертикального электрического зондирования широко применяется при наблюдениях за состоянием массивов в бортах и внутренних отвалах, характеризующихся значительным содержанием глинистых пород и обводненных песков. В качестве критерия состояния используется отношение удельного электрического сопротивления породы в месте измерения при деформировании массива карьера к ее начальному удельному сопротивлению. Значение критерия устанавливается в лабораторных условиях на образцах. Работы проводят с многократным повторением измерений (цикла) в течение всего времени наблюдений за откосом. Продолжительный цикл наблюдений – несколько часов.

Интерпретируя результаты прогноза, устанавливают геоэлектрический разрез участка исследований и горизонт с изменяющимся сопротивлением. Указанный горизонт – предвестник образования поверхностного скольжения (трещин). Анализ различных геоэлектрических разрезов дает возможность выявить очаг оползня, которому на графике соответствует концентрация изолиний кажущихся электрических сопротивлений.

Образование микротрещин, пустот и трещин ведет к росту кажущихся сопротивлений массива. Затем по мере постепенного заполнения трещин водой или глинистым материалом, происходит уменьшение кажущихся сопротивлений до естественных, и ниже. В реальных случаях превышение кажущихся сопротивлений над естественными в несколько раз свидетельствует о формировании поверхности скольжения. Электрометрические измерения позволяют прогнозировать процесс сдвижения за сутки.

Для определения сопротивления p применяется четырехэлектродная установка, с помощью которой в массиве измеряют разность потенциалов ΔU и силу постоянного тока I .

Электрометрическая наблюдательная станция, закладываемая на площадках борта карьера, состоит из двух питающих и двух приемных электродов, расположенных в направлении простирания откосов. Разнос питающих электродов определяется необходимой глубиной электрического профилирования или закупоривания, а число пунктов измерения – площадью контролируемого участка и условиями закладки наблюдательных пунктов. Наблюдения производят ежедневно циклами, состоящими из 5–6 серий в течение нескольких часов.

Радиоволновой метод прогноза предполагает изменение вертикальной составляющей вторичного магнитного поля (электромагнитных волн), напряженность которого зависит от электрического сопротивления

и диэлектрической сопротивляемости породного массива. Указанный метод целесообразен для обнаружения в карьерном поле обводненных зон и толщ пород с высоким удельным электрическим сопротивлением и низкой диэлектрической проницаемостью, расположенных выше уровня подземных вод. Аномалии вторичной магнитной напряженности в условиях карьера могут достигать пяти и более амплитуд нормального поля. Наблюдения ведутся по простиранию и вкрест простирания откосов.

Метод сейсмоакустического прозвучивания применяется при оценке устойчивости карьерных бортов, сложенных скальными горными породами. В качестве характеристик, определяющих устойчивое или неустойчивое состояние бортов карьера, наряду с обычными акустическими показателями, используются также и косвенные: относительный показатель степени нарушенности массива пород, представляющий собой отношение скорости распространения волны в массиве к скорости ее распространения в образце ($V_p^M; V_p^{об}$); изменение коэффициента затухания упругих волн в пределах одного участка массива за определенный период времени (скорость изменения коэффициента затухания). В основе прогноза лежит сравнение измеренных параметров с заранее принятыми, соответствующими различным уровням развития процесса сдвижения.

При сейсмическом прозвучивании источник упругих волн (заряд ВВ или механический излучатель) размещается в скважине у подошвы уступа, а приемники – вдоль или перпендикулярно к контуру борта уступа или откоса. С помощью установки источника и приемников упругих волн непосредственно на поверхности уступа вдоль определенного профиля регистрируются преломленные продольные волны.

Развивающиеся во времени и в пространстве деформации, а также возникающие локальные концентрации напряжений приводят к активному трещинообразованию в глубине массива. Образование и развитие трещин в породном массиве сопровождается возникновением акустической (сейсмоакустической) и электромагнитной эмиссии. По характеру нарастания и спада числа регистрируемых импульсов можно судить о процессе микродеформирования прибортового массива.

Метод сейсмоакустической эмиссии с использованием геофонов применяется при прогнозировании процесса сдвижения пород примерно за два часа до начала последнего. Однако незначительный радиус звукометрических скважин (до 5 м) и слабая звуковая активность мягких пород резко ограничивают применение этого метода.

В методе электромагнитной эмиссии используется излучение, которое возникает при разрушении зерен минералов – диэлектриков или капилляров, заполненных водой, под действием механических напряжений. Излучение фиксируют в ближней зоне очага возмущения, где оно проявляется в виде быстро следующих друг за другом серий импульсов электромагнитного поля с длительностью 10^{-7} – 10^{-3} с. Амплитуда импульсов зависит от расстояния точки наблюдения до источника, его

формы, интенсивности и кинетики механических напряжений, вызывающих развитие геоэлектрических процессов.

Наиболее интенсивно очаг электромагнитных импульсов проявляется при формировании оползневых процессов. Измеряемый параметр – число импульсов электромагнитного поля, которые регистрируются аппаратурой в заданном интервале времени или непрерывно в автоматическом режиме. Результаты измерений представляют в виде зависимости скорости счета импульсов от времени или в виде разностей чисел импульсов за одно время, зарегистрированных опорной станцией, расположенной в нормальном геоэлектрическом поле, и рабочими станциями. Обнаруженные аномалии, в которых скорость счета импульсов в два и более раз превышает скорость счета импульсов общего фона, свидетельствуют о существовании микродеформаций в массиве, свойственных скрытой, активной и затухающей стадиям развития оползневого процесса.

Больше возможностей для оценки напряженного состояния массива дает наклономерный метод. Для регистрации наклонов (деформаций бортов карьеров и откосов) отвалов в последних создают штольни, по всей длине которых примерно на одинаковом расстоянии друг от друга устанавливают наклономерные станции. Длина штольни должна составлять не менее половины предельной высоты борта. Каждая станция включает не менее двух наклономеров, размещенных на бетонном постаменте и ориентированных по азимутам север-юг и восток-запад. Деформации регистрируются на фоне приливных периодических наклонов поверхности шара под влиянием притяжения Луны и Солнца. Наклоны:

$$E_i = \Phi(t) + H(t), \quad (9.8)$$

где $\Phi(t)$ – непериодический ход аномальных наклонов; $H(t)$ – периодические приливные наклоны.

Общая запись наклонов непериодического характера содержит сведения о сезонных и годовых изменениях, зависящих от заглубления приборов в массив, о случайных помехах и медленных наклонах, обусловленных деформациями борта, проникновением поверхностных вод по трещинам, тектоническим деформациям, многократно повторяющимися взрывами и деформациями разуплотнения породного массива. Опасные деформации борта необходимо подтверждать показаниями нескольких наклономерных станций.

9.5 Методы инженерно-геологической оценки состояния массива

Основная задача инженерно-геологических наблюдений, являющихся составной частью системы контроля горного производства на карьерах, – установление соответствия действительных

горно-геологических и гидрогеологических условий разработки месторождений проектным. Эти наблюдения предусматривают оперативное определение свойств породного массива и сравнение их с принятыми в проекте, документирование имеющихся случаев деформаций откосов, внесение необходимых поправок в проектные решения и разработку дополнительных мероприятий, обеспечивающих устойчивость откосов. Инженерно-геологические наблюдения особенно важны при формировании отвалов рыхлых и скальных пород на слабом основании.

Указанные наблюдения ведутся специальными подразделениями контрольных служб на горнодобывающих предприятиях, а при их отсутствии геологическим или геолого-маркшейдерским отделами.

При инженерно-геологических наблюдениях за состоянием массивов наиболее перспективны испытания: прессиометрические, штамповые, с помощью пенетрометров – кольчаток (вращательный срез), определение плотности и влажности с помощью радиоактивных изотопов, замеры порового давления в глинистых породах и осадки породных толщ. Для определения прочностных и деформационных свойств твердых пород в массиве могут применяться акустические методы.

Для оперативной оценки частной и общей устойчивости рабочих бортов и отвалов следует использовать краткосрочные маркшейдерские наблюдения по контрольным створам, а также наблюдения с помощью мобильных средств контроля. При оценке общей устойчивости обводненных нерабочих бортов целесообразно использовать показания заложенных по предполагаемой поверхности скольжения специальных датчиков. Стационарные наблюдения должны дополняться зондированием пород бортового массива с использованием методов пенетрации или прессиометрии (в зависимости от класса пород). Натурное определение параметров сопротивления пород сдвигу на различные моменты времени (наряду с измерениями нейтрального давления) обеспечивает надежное установление текущих коэффициентов запаса прочности нерабочих бортов.

Совместное применение метода пенетрации, основанного на определении свойств пород через сопротивление их внедрению наконечников различных форм и размеров и радиоактивного каротажа, позволяет получить в конкретных условиях данные, необходимые для установления возможности размещения гидроотвалов и решения ряда других задач. Комплексное зондирование песчано-глинистых пород целесообразно выполнять с помощью самоходных установок, которые пригодны для вдавливания штанговых пьезодинамометров, пенетрометров-крыльчаток, каротажных зондов, позволяющих до минимума свести объем бурения.

Установка для зондирования грунтов состоит из гидравлического цилиндра для вдавливания зонда, устройства для создания и измерения крутящего момента и измерения порового давления. Ее применение позволяет одновременно получать информацию о сопротивлении сдвигу,

степени уплотнения исследуемых породных толщ и оперативно давать оценку несущей способности слабых оснований и устойчивости откосов, бортов и отвалов, сложенных песчано-глинистыми породами.

Плотность и влажность горных пород непосредственно в массиве определяют с помощью каротажа скважин серийными радиоизотопными влагомерами и плотномерами. Их использование дает возможность вести не только разовые замеры влажности и плотности, но и организовать систематические наблюдения за ними.

Для оперативного дистанционного контроля устойчивости внешних откосов служит система датчиков-пьезодинамометров, с помощью которых в песчаных породах определяют пьезометрические уровни, а в глинистых – поровое давление. После заложения датчиков и снятия первой серии показаний по полученным данным рассчитывают устойчивость откосов. Затем на ЭВМ выполняются расчеты устойчивости для набора вариантов, соответствующих различным положениям депрессионной кривой (песчаные породы) и степеням уплотнения (глинистые породы), которые принимаются выше или ниже установленных при первичных замерах. По результатам расчетов строятся монограммы для определения коэффициентов запаса устойчивости при последующих замерах в зависимости от положения депрессионных кривых и степени уплотнения пород в основаниях расчетных блоков.

Коэффициент запаса устойчивости определяется по методу алгебраического суммирования сил по поверхности скольжения или многоугольника сил.

Большое значение имеют гидрогеологические исследования, которые предусматривают определение положения депрессионной кривой в породном массиве (наблюдения за уровнем подземных вод), замеры притоков подземных вод на участках их просачивания в откосах, измерение порового давления, наблюдения за режимом поверхностных вод, наблюдения за состоянием водной среды.

Положение депрессионной кривой определяется путем наблюдения за уровнями (напорами) подземных вод в специальных наблюдательных скважинах, которые бурят на выделенных в период разведки водоносных горизонтах. Наибольшее число скважин оборудуется на тех водоносных горизонтах, которые влияют на устойчивость бортов карьеров и подлежат осушению (включая напорные водоносные горизонты, залегающие ниже дна карьера).

Основная характеристика уровней подземных вод – абсолютные их отметки, от которых можно перейти к глубинам залегания уровней и напорам. Напор характеризуется высотой столба воды над кровлей водоносного горизонта. Для водоносного горизонта со свободной поверхностью (грунтовые воды) он равен его мощности.

Уровни воды в скважинах измеряются гидрогеологическими рулетками («хлопушками»), электроконтактными, поплавковыми,

гидростатическими и акустическими уровнеметрами. Последние могут работать в качестве датчиков в автоматических системах непрерывного контроля над положением уровня воды в скважинах.

Результаты замеров уровней представляются в виде карт гидроизогипсометрии (гидроизопъез) каждого из выделенных водоносных горизонтов, графиков колебаний уровней и пастбищ замеров уровней по наблюдательным скважинам.

Измерение порового давления производят пьезодинамометрами. Они могут применяться как для разовых обследований состояния глинистых пород в ненарушенных массивах, так и в стационарных сетях контроля порового давления в процессе консолидации пород отвалов (гидроотвалов). В первом случае замеры выполняются методом зондирования по ходу бурения инженерно-геологических скважин, во втором – путем закладки пьезодинамометров, рассчитанных на длительный срок эксплуатации, в специально пробуренные скважины или их установки в отвал при его отсыпке.

9.6 Система долговременного контроля устойчивости бортов карьеров и откосов

Системы контроля устойчивости бортов карьеров и откосов во времени позволяют установить закономерности изменения напряженно-деформированного состояния породных массивов под влиянием природных и техногенных факторов и оперативно влиять на технологию ведения работ.

В качестве измерительных приборов используются скважинные деформометры, геофоны, экстензометры и гидростатические нивелиры.

Применение кварцевых экстензометров и гидростатических нивелиров позволяет обеспечить проведение измерений деформаций на значительных базах (десятки метров). Необходимость измерения на таких базах обусловлена трещиноватостью и блочным строением склонов. При малых базах измерений могут фиксироваться локальные движения отдельных небольших блоков, не отражающих общих закономерностей смещений всего склона или отдельных его крупных массивов. К тому же увеличение базы измерений позволяет повысить чувствительность прибора.

Требования к высокой точности измерений обусловлены тем, что в скальных породах деформации, предшествующие разрушению, могут быть незначительными, и приборы, не обладающие достаточной чувствительностью, не могут быстро и точно реагировать на произошедшие изменения в породном массиве.

Основным элементом экстензометра является жесткая штанга, представляющая собой трубу из кварцевого стекла, один конец которой жестко соединен с породой, а второй свободен и движется относительно породы при ее расширении и сжатии. Труба монтируется из секций

длиной 3 м и диаметром 35–55 мм путем их сварки, склеивания или соединения по торцам специальными пружинами и муфтами. Движение свободного конца трубы измеряется с помощью механооптических и регистрирующих устройств и индуктивных датчиков. В механооптических устройствах смещение трубы преобразуется с помощью механического приспособления в поворот зеркала, которое регистрируется фотооптическим прибором. В экстензометрах с индуктивными датчиками смещение трубы передается на сердечник индуктивного датчика, который преобразует линейные перемещения в пропорциональное изменение индуктивности магнитного поля. Специальный электронный блок – вторичный преобразователь – преобразует индуктивность в частоту выходного сигнала для передачи регистрирующему устройству. Точность определения деформации кварцевыми экстензометрами с механико-оптическими устройствами для интервалов времени порядка года, равна $5 \cdot 10^{-7}$. Такая же точность обеспечивается экстензометрами с индуктивными датчиками.

Вертикальные смещения массива измеряются гидростатическими нивелирами. В дистанционных гидростатических нивелирах использован частотный принцип измерения смещения. Нивелир представляет собой два или несколько сообщающихся сосудов с жидкостью, в каждом из которых расположен поплавков, соединенный с индуктивным датчиком. При вертикальном смещении точки, на которой установили нивелир, жидкость в сосудах перераспределяется. При этом происходит вертикальное перемещение поплавка и соединенного с ним сердечника индуктивного датчика относительно катушки, что вызывает пропорциональное изменение индуктивности, преобразуемое с помощью электронного блока в частоту электрического сигнала. В каждой точке обычно параллельно устанавливаются 2–4 прибора. Погрешность измерения вертикальных смещений не превышает ± 10 мк за год, что при базе измерения 20 м составляет $5 \cdot 10^{-7}$.

Гидростатические нивелиры устанавливают на бетонные основания или на специальные реперы, зацементированные в боках выработки.

Длина установленных кварцевых экстензометров изменяется от единиц до нескольких десятков метров, максимальная база измерения вертикальных смещений гидростатическими нивелирами составляет десятки метров.

Частотный принцип измерения смещений и деформаций, положенный в основу экстензометров и гидростатических нивелиров, позволяет включить их в телеизмерительную систему и вести регистрацию с одного пульта. Такая система сбора информации включает датчики деформации, коммутаторы разных уровней, пульт управления и измерительное устройство. Соединенные в определенном порядке друг с другом измерительно-командные коммутаторы образуют многоуровневую иерархическую систему (три уровня), позволяющую по заданному алгоритму

осуществлять коммутацию каждого датчика деформаций с измерительным прибором. Режим работы системы задается оператором с пульта управления. Связь пульта управления с измерительно-командным коммутатором и датчиком деформаций осуществляется по двухпроводной линии связи с использованием частотного кодирования, каждому из выходов коммутатора соответствует своя частота входных импульсов.

Наряду с интенсивными смещениями, фиксируемыми по крупным трещинам в зоне разгрузки склонов, наблюдаются и малые смещения. На фоне медленных необратимых смещений выделяются периодические сезонные деформации, обусловленные изменением внешней температуры и водонасыщенности горных пород в разное время года. Ход сезонных деформаций по приборам, установленным на разном удалении от дневной поверхности, хорошо согласуется с изменением внешней температуры и повторяет ее с некоторым запаздыванием. По мере удаления от дневной поверхности, период запаздывания увеличивается с десятков суток на расстоянии 20–25 м от поверхности склона, до 2-х месяцев – на расстоянии примерно 100 м; соответственно уменьшается амплитуда периодических сезонных деформаций.

Данная система может использоваться также для оценки влияния сейсмических воздействий большой интенсивности в период промышленных взрывов при проведении выработок вблизи мест расположения наблюдательных станций.

9.7 Обеспечение устойчивости откосов и бортов на карьерах

Разработка мероприятий по обеспечению устойчивости откосов на карьерах осуществляется на основе результатов наблюдений за деформациями откосов, расчетов их устойчивости и соответствующих технико-экономических расчетов и соображений.

Мероприятия по обеспечению устойчивости откосов на карьерах, сложенных скальными и полускальными породами, заключаются в основном, в применении соответствующей технологии ведения буровзрывных работ в приконтурных зонах (замедленное, короткозамедленное и др.), специальной заоткоске уступов (предварительное щелеобразование, гладкое взрывание) и искусственном укреплении ослабленных участков.

Обеспечение устойчивости откосов на карьерах, сложенных глинистыми и песчано-глинистыми породами, заключается в основном в эффективном дренаже, обеспечении стока вод, пригрузке фильтрующих участков откосов.

Для обеспечения устойчивости откосов отвалов эти мероприятия заключаются, в основном, в дренаже песчано-глинистого основания и в установлении допустимого по условиям и устойчивости общего угла разгона ярусом. На выполнение всех мероприятий по обеспечению

устойчивости откосов на карьерах должен быть составлен специальный проект, утверждаемый главным инженером предприятия.

В проекте отражаются: ожидаемые деформации откоса; ожидаемый ущерб этих деформаций; наиболее целесообразные меры по предотвращению деформаций; затраты на выполнение противодеформационных мероприятий и технико-экономическое обоснование предусматриваемых мероприятий.

После выполнения каждого из предусмотренных в проекте мероприятий составляется акт, утвержденный главным инженером предприятия.

Заоткоска уступов в их предельном положении. Заоткоска под углами, соответствующими свойствам пород и характеру их трещиноватости, является одним из основных мероприятий, обеспечивающих длительную устойчивость нерабочих бортов или участков, поставленных в предельное положение. Заоткоска уступов в их предельном положении осуществляется:

а) в скальных и полускальных породах – специальными заоткашивающими скважинами диаметром 80–100 мм, расстояние между которыми не должно превышать 3-х м и в каждом конкретном случае устанавливается опытным путем. Заоткашивающие скважины бурятся по линии предельного контура карьера под углами, равными углам откосов уступов; допускается взрывание заоткашивающих скважин (предварительное щелеобразование) после взрывания основных зарядов (гладкое взрывание);

б) в слабых глинистых и песчано-глинистых породах – драглайнами, а также мехлопатами со специальными насадками на зубьях.

Укрепление слабых участков откосов на карьерах. Отдельные участки откосов уступов в их положении на предельном (проектном) контуре, сложенные скальными и полускальными породами интенсивной трещиноватости, или ослабленные неблагоприятно расположенными трещинами, дизъюнктивными нарушениями, слабыми контактами между слоями пород, должны укрепляться. Для укрепления откосов скальных и полускальных пород следует применять:

а) способы механического удержания призмы обрушения, к которым относятся: укрепление штанговой крепью, шпунтами, железобетонными сваями, гибкими тросовыми тяжами, а также подпорными, защитными и контрфорсными стенками. Эти способы применяются самостоятельно и комплексно;

б) способы по улучшению прочностных свойств массива путем инъекции в массив укрепляющих растворов; из этих способов наиболее широко применяется цементация;

в) способы, при которых слагающие откосы породы, склонные к быстрому и интенсивному выветриванию, выщелачиванию или дефляции, изолируются с помощью устойчивых покрытий таркрет-бетоном, шприц-бетоном, битумом, карбамидными, формальдегидными

и эпоксидными смолами; способы могут применяться также в сочетании с металлической сеткой и штангами.

Фильтрующие участки откосов песчано-глинистых пород укрепляются гравийно-щебеночной пригрузкой фильтрующего участка откоса. Для предотвращения эрозии откосов песчаных и песчано-глинистых пород необходимо покрывать их растительным слоем или торфом с посевом трав. Предотвращение размывания и эрозии песчано-глинистых откосов стекающими потоками дождевых вод достигается также путем устройства упорядоченных стоков дождевых и талых вод с площадок уступов. Для этой цели площадкам уступов придается уклон в сторону водоотводной канавы, располагаемой в основании вышележащего откоса и имеющий уклон 3–5 % к поперечным канавам, в которых уложены железобетонные трубы для спуска воды на нижележащую площадку. Размываемые участки водосточных канав укрепляются железобетонными лотками.

Обеспечение общей устойчивости бортов карьеров, уступов и отвалов. Нарушения общей устойчивости значительных участков бортов, уступов и отвалов возникают в тех случаях, когда сдвигающие силы, действующие на наиболее слабой поверхности, по величине становятся равными удерживающим силам, т. е. при возникновении состояния предельного равновесия:

$$\sum T_i = \sum K_i l_i + \sum f_i (N_i + D_i), \quad (9.9)$$

где $\sum T_i$ – сумма сдвигающих сил; K_i и f_i – величина сцепления и коэффициент трения породного массива; l_i – протяженность площадок поверхности скольжения с характеристиками K_i и f_i ; N_i – нормальная составляющая веса вышележащих пород, опирающихся на площадку l_i ; D_i – сила гидростатического давления на площадку l_i .

При решении вопроса о мерах по предотвращению развития выявленного инструментальными маркшейдерскими наблюдениями начавшегося оползня, должны быть установлены основные факторы и причины, вызвавшие появление деформаций, а также тип оползня.

Если причиной начавшейся деформации большого участка борта является несоответствие углов наклона борта или его высоты (например, при увеличении общей высоты рабочего борта при нагружении пласта или повышении отметок земной поверхности) геологическим условиям, то в этом случае необходимо придавать борту более пологий угол наклона.

Если при аналогичных условиях на деформацию борта оказывают влияние и напорные воды, имеющиеся в его основании, то первой мерой предотвращения развития деформаций является снятие напоров.

Если факторами, способствующими развитию опасных деформаций большого участка борта, являются местные, неблагоприятно

залегающие нарушения прочности массива – тектонические нарушения, поверхности скольжения древних оползней, контакты между литологическими разностями и т. д., то в этих случаях должны применяться мероприятия локального характера:

а) разгрузка призмы активного давления в пределах участка, ограниченного поверхностью ослабления;

б) пригрузка призмы выпирания;

в) создание контрфорсов и упоров.

В ряде случаев опасные деформации больших участков бортов карьеров, уступов и отвалов вызываются обводненностью земной поверхности, площадок уступов, подошвы карьера и основания отвалов. Основной мерой предотвращения деформаций откосов в этих условиях является своевременное осушение земной поверхности вблизи карьера и обеспечение стока воды с площадок уступов, подошвы карьера и основания отвалов.

Глава 10. РЕКУЛЬТИВАЦИОННЫЕ РАБОТЫ НА ГОРНЫХ РАЗРАБОТКАХ

10.1 Рекультивация нарушенного породного массива и направления его развития

Разработка месторождений полезных ископаемых связана с нарушением естественного состояния биосферы. Негативное воздействие подземной добычи на природную среду заключается, прежде всего, в деформации земной поверхности, размещением пустых пород на значительных площадях. Открытые горные работы сопровождаются ещё более значительными нарушениями поверхности земли и других компонентов окружающей среды, что отрицательно сказывается на состоянии природных и социально-экономических факторов. На разрабатываемой территории нарушается литологическое строение, изменяется ландшафт, условия залегания и состав грунтовых и подземных вод. Эти изменения вызывают нарушения биологического равновесия и природных взаимосвязей в районе действия горных предприятий.

Ежегодный объем складированных на поверхности в виде отвалов вскрышных пород достигает 5 млрд т и около 700 млн т хвостов и других отходов обогатительных фабрик. Для размещения указанных отходов из сельскохозяйственного оборота изымаются значительные площади плодородных земельных угодий.

Развитие горнодобывающей промышленности требует решения задач по рекультивации земель, нарушенных горными работами и занятых отвалами пустых пород и хвостами обогащения

Рекультивация нарушенных горными выработками земель является комплексной проблемой. Главная задача – решение научно-технических вопросов по установлению оптимальной взаимосвязи параметров вскрышных, добычных и рекультивационных работ для получения их максимальной эффективности, а также лучшего использования и сохранения почвенного слоя. При проектировании и строительстве карьеров необходимо принимать технические решения с учетом рационального использования земельных ресурсов.

Объемы рекультивации на горных предприятиях растут пропорционально использованию минеральных ресурсов. Но темпы рекультивационных работ намного отстают от темпов разработки месторождений полезных ископаемых, что ведет к ухудшению баланса природных плодородных земель, которые можно было бы использовать в хозяйственной сфере. Поэтому во всех отраслях промышленности рекультивационные

работы необходимо включать в технологический цикл разработки месторождений полезных ископаемых, как завершающий этап.

Горнотехнический этап рекультивации при открытой разработке месторождений включает следующий комплекс мероприятий:

а) выявление оптимальных, с точки зрения рекультивации, способов вскрытия карьерного поля и рациональной технологии его разработки;

б) снятие и хранение плодородных и потенциально плодородных пород вскрыши;

в) рациональное размещение внешних отвалов, исходя из принципов хозяйственного использования данной территории;

г) увязка геометрических контуров отвалов с принятым способом рекультивации и последующим освоением восстановленной площади.

Интенсивность проведения горнотехнического этапа рекультивации, как правило, определяет продолжительность проведения всего рекультивационного процесса.

Биологический этап восстановления нарушенных земель состоит из совокупности технических и биологических мероприятий, направленных на создание новых почв, улучшение отвалных почвообразующих грунтов и имеет следующие направления: сельскохозяйственные, водо- и рыбохозяйственные, санитарно-гигиенические, рекреационные и строительные.

Особое значение приобретает сельскохозяйственная рекультивация, для успешного проведения которой необходимо до начала вскрышных работ определить вид дальнейшего землепользования, заключение агрохимической и санитарно-эпидемиологической служб об отсутствии опасности выноса растениями веществ, токсичных для человека и животных, и выполнить ряд технических условий в процессе разработки полезного ископаемого.

10.2 Рекультивация нарушенного породного массива на карьерах нерудных полезных ископаемых

Сырьевой базой нерудной промышленности, в основном, являются месторождения химического сырья (апатит, фосфорит, барит, самородные серы) и строительных материалов (огнеупорные глины, доломит, гранит, песчаники, песок, гравий и др.)

Большие объемы добычи нерудных полезных ископаемых открытым способом, их малая глубина отработки (5–60 см) связаны с отводом и нарушением значительных земельных площадей. Так, при добыче 1 млн т глинистого сырья, песчано-гранитной смеси и песка изымается 8–13 га, при выемке строительного камня – 1,5–2,5 га.

По трудности рекультивационные работы месторождений стройматериалов подразделяются на четыре группы:

1. Месторождения песчано-гравийно-валунной смеси.

2. Месторождения скальных пород (строительный камень, гранит, известняк, песчаник и т. д.).

3. Месторождения глины, суглинков.

4. Месторождения песка.

Работы по рекультивации карьеров строительных горных пород обычно включают в себя разработку и размещение вскрышных пород во внешних отвалах, транспортировку их на рекультивируемую поверхность (50 % от общих затрат на рекультивацию), выколачивание бортов карьера (30 %), разравнивание вскрышных пород рекультивируемой поверхности и планировочные работы (20 %).

Одним из рациональных способов рекультивации поверхности крупных глинистых карьеров является засыпка выработанных пространств городскими не утилизируемыми отходами строительного производства. После этого почвенный слой, ранее снятый при вскрышных работах и хранившийся отдельно, вновь наносят на поверхность. На подготовленных таким образом территориях за короткое время можно создать растительный покров. Этот способ решает задачу размещения и захоронения отходов промышленности.

Если в результате неблагоприятных гидрогеологических условий водоудерживающий слой образован быть не может, из отходов следует исключить токсические вещества промышленного происхождения, т. к. они способны загрязнять грунтовые и подземные воды. На месте брошенных песчаных и галечных карьеров, простирающихся ниже уровня грунтовых вод, создают искусственные водоемы и зоны отдыха.

Например, в странах СНГ, в том числе и в Кыргызстане, разработаны принципиальные технологические схемы рекультивации на карьерах по добыче камня, песка и глины. Снятие плодородного слоя производится на площади карьерного поля, вне его границ. Технологические схемы отработки карьеров взаимосвязаны с одновременным производством рекультивационных работ с использованием соответствующего оборудования. На затопленных карьерах сооружаются водноспортивные базы, создаются ирригационные и противопожарные водохранилища, рыбные пруды. Незатопленные карьеры используются под пашни и лесонасаждения, строительство спортивных площадок, контролируемых свалок.

Это позволило за последние годы существенно улучшить положение дел с восстановлением нарушенных земель на старых и новых горных разработках.

10.3 Рекультивация нарушенного породного массива при разработке угольных месторождений

Вопросы рекультивации особенно актуальны при разработке угольных месторождений. Все мероприятия, направленные на рациональное использование земель и охрану природы, должны учитывать

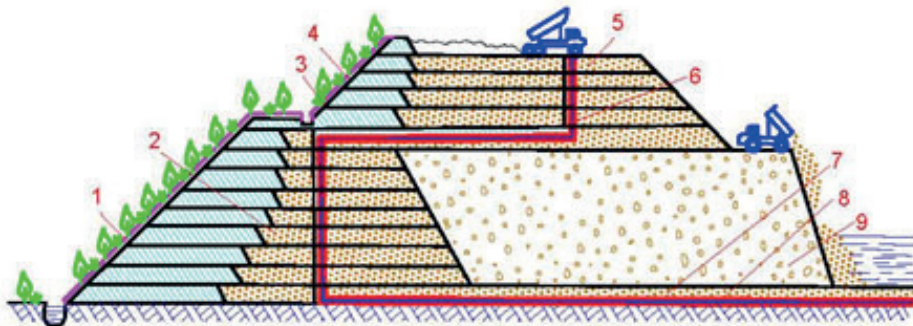


Рисунок 10.1 – Технология складирования пород, склонных к самовозгоранию: 1 – лесонасаждения; 2 – дамба; 3 – складированный ранее слой грунта; 4 – насыпь из инертных материалов; 5 – проектные границы дамбы; 6 – изолирующий слой; 7 – предохранительный слой; 8 – водонепроницаемый слой; 9 – дамба первого яруса

местные (конкретные) условия. В связи с этим, проектированию рекультивации должны предшествовать комплексные изыскательские работы, для проведения которых необходимо привлекать научно-исследовательские учреждения.

Например, в объединении «Ворошиловградуголь» была разработана новая технология складирования пород, склонных к самовозгоранию, которая заключается в следующем: с земельного отвода под плоский отвал снимают потенциально плодородный слой грунта и производят укладку водонепроницаемого слоя 8 (рисунок 10.1) до проектных границ дамбы 5 второго яруса.

Водонепроницаемый слой покрывают предохранительным слоем 7, защищаящим его от механических повреждений. Создание изолирующего слоя 6 из инертных материалов по периметру отвала на высоту каждого вновь формируемого яруса позволяет предотвратить возникновение отдельных очагов горения на глубине, и перемещение их от поверхности отвала в сторону откоса. Одновременно по внешнему контуру формируют насыпь 4 из инертных материалов, потом производят отсыпку и складирование породы выравнивающего слоя площадки с последующим уплотнением кулачковыми катками отвальной массы. После этого на откосах укладывают складированный ранее слой грунта 3, и весной производят лесонасаждение.

Затем по периметру границ отвала приступают к послойному (до 1 м) возведению дамбы 2 первого яруса 9. Поверхность её (в каждом ярусе) планируется с уклоном до 2° к центру отвала, что способствует сбору атмосферных осадков в образованные в процессе формирования дамбы емкости. При послойном формировании дамбы вначале производится опережающая рекультивация откосов по периметру отвала (с последующим их озеленением), что позволяет уменьшить ветровой напор в приземном слое и снизить воздухопроницаемость отвала.

После строительства дамбы первого яруса отсыпают самовозгорающиеся породы к центру отвала с одновременным возведением очередной дамбы по периметру вновь формируемого яруса. Это способствует увеличению фронта работ по отсыпке и обеспечивает более полный сбор атмосферных осадков внутри аккумулярующей емкости отвала.

Другим основным техническим направлением восстановления земельного фонда в угольной промышленности является тушение и понижение высоты бездействующих горящих отвалов с последующей рекультивацией и озеленением. Для этого экскаватором подготавливают траншею, примыкающую одним бортом к основанию отвала, снимают потенциально плодородный слой и складывают на границе противоположного борта траншеи. Затем гидромонитором, начиная с вершины, смывают породы и бульдозером производят их наклонное послойное перемещение от центра к периферии отвала под откос.

После понижения отвала до проектной высоты готовят траншею на вершине по границе первоначального контура с перемещенными породами. Траншея заполняется технической водой с переливом через борт для смачивания подстилающего первоначального контура отвала и примыкающих пород, что способствует естественному выколаживанию откосов. После выколаживания производят рекультивацию.

Строительное направление рекультивации (рисунок 10.2) требует осуществления целого ряда мероприятий, поэтому было предложено объединить их в единую систему рекультивации шахтных отвалов, структурные схемы которых представлены на рисунке 10.3.

10.4 Рекультивация нарушенного породного массива при разработке рудных месторождений

Изучение состояния, охраны и восстановления природной среды на рудных месторождениях показало следующее: старые отвалы находятся в непригодном для рекультивации состоянии; высокое содержание токсичных веществ (сульфиты, сульфаты, различные окислы металлов и др.) не позволяют производить биологическое освоение отвала без доставки и укладки почвы и гумусного слоя; трудно, даже технически невозможно выравнивать промежуточные площадки и бермы при высоте откосов более 100–120 м.

Однако есть и удачная практика рекультивации нарушенного породного массива. В юго-западной Австралии разработка открытым способом бокситов, залегающих на глубине до 5 м, ведется в течение 20 лет в районе г. Перт. При добыче 14 млн т бокситов в год площадь нарушенных земель составляет 300–400 га/год. Всего за 20 лет нарушено 3,5 тыс. га, а рекультивировано 2,5 тыс. га. Разработан план рекультивации земель с целью восстановления устойчивой экосистемы леса. Требования биологического этапа рекультивации вводятся в проект разработки

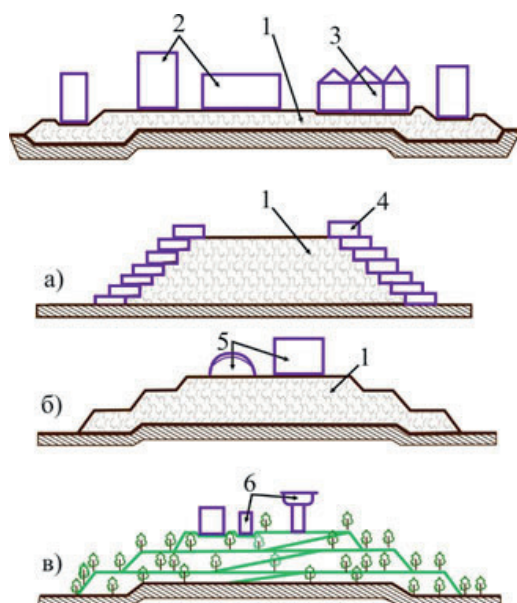


Рисунок 10.2 – Основные направления строительного использования территорий, нарушенных шахтными отвалами: а – промышленное и жилищное строительство; б – строительство спортивных сооружений; в – рекреационное строительство; 1 – шахтные отвалы; 2 – жилые дома; 3 – промышленные здания; 4 – здания террасного типа; 5 – спортивные комплексы; 6 – парковые сооружения

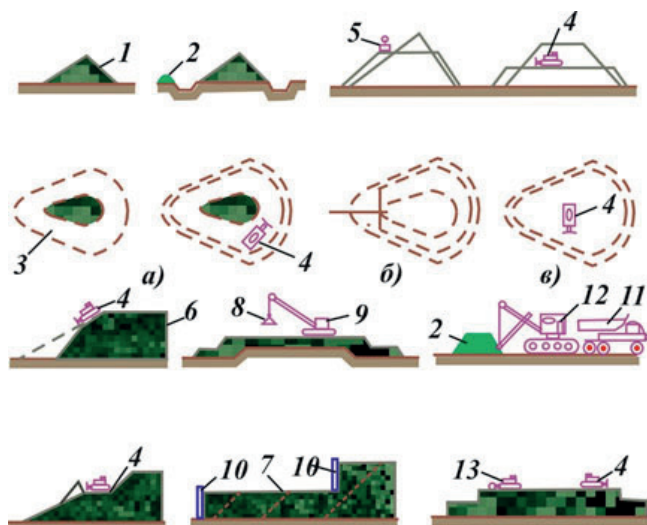


Рисунок 10.3 – Структурные схемы строительно-технологической системы «рекультивация шахтных отвалов»: а – подготовка свободной площадки вокруг отвала; б – снятие вершины; в – понижение отвала и планировка породы; г – выполаживание откосов и устройство террас; д – подготовка основания и закрепление откосов; е – нанесение и уплотнение плодородного грунта; 1 – шахтный отвал; 2 – плодородный грунт; 3 – свободная площадка вокруг отвала; 4 – бульдозер; 5 – гидромонитор; 6 – высота рекультивации; 7 – терраса; 8 – трамбовка; 9 – кран; 10 – подпорная стенка «армированный грунт»; 11 – автосамосвал; 12 – экскаватор; 13 – каток

месторождений на всех стадиях их эксплуатации. Применявшееся ранее валовое складирование почвенно-растительного слоя и вскрышных пород больше не практикуется. Размещение насыпей, отстойников и водотоков определяется моделированием.

Биологический этап рекультивации предусматривает посадку 625 саженцев на 1 га, удобрения вносятся через 3 и 9 недель. Разработана система мониторинга после рекультивации, включающая контроль над приживаемостью деревьев и посадку новых саженцев.

Источником чрезвычайной опасности для среды являются хвостовые отвалы обогатительных фабрик. Подвергаясь воздействию ветра и осадков, хвостовые отвалы разрушаются и интенсивно загрязняют как почву, так и атмосферу. Исследования инфильтрации, направленные на оценку влияния интенсивности осадков, первоначальной влажности и объемной плотности поверхности пород на процесс фильтрации цианидов показали, что поверхностные воды могут проникать в почву на глубину до 250 м.

Поэтому в решении проблем их обезвреживания первостепенное значение приобретает стабилизация хвостовых отвалов, для чего применяют всевозможную растительность, нанесение крупнозернистых материалов и обработку поверхности цементирующими растворами, химическими реагентами (лигносульфонаты кальция, натрия, аммония), эластичными полимерами, катионосопреновыми эмульсиями. Эластичные химические полимеры используют при защите насыпей и дамб, а кальциево-магниевые лигносульфонаты – на отмельных участках в комплексе с автоматическими спринклерными системами. Предотвращение фильтрации осадков через насыпной отвальный грунт достигается путем устройства глинистых и пластиковых барьеров и обработкой оснований будущих площадок хранилищ бетонитовыми растворами. Бетонитовые растворы при взаимодействии с химическими веществами отвалов, образуют цементирующий состав с высокими водоупорными свойствами. Для борьбы с эрозией и для защиты почв можно применять растительные покрытия. Хорошие результаты дают высевание донника, озимой пшеницы, ржи, ячменя, сорго обыкновенного, ежи сборной, полыни.

10.5 Рекультивация нарушенного породного массива при разработке россыпных месторождений

Развитие горнопромышленного ландшафта россыпных месторождений неотделимо от окружающих его естественных комплексов, с которыми он находится в тесной взаимосвязи. Поэтому с целью создания благоприятных условий для самовозобновления необходимо формирование горнопромышленных ландшафтов вести с учетом природных особенностей местности и горно-экологических условий рекультивации нарушенных земель.

При разработке россыпей, как правило, используется значительная площадь земельных угодий, на которой располагаются горные выработки, отвалы, подъездные пути, различные гидротехнические и производственные сооружения. Отчужденные прииска земельные отводы подразделяются на площади под активными промышленными сооружениями (подготовительные и вскрывающие выработки, плотины и каналы, действующие дороги и др.), под неактивными сооружениями (погашенные выработки, отвалы вскрывных пород, старые плотины, каналы, дороги и др.) и под производственными, жилыми и культурно-бытовыми застройками. Среди активных и неактивных площадей выделяются нарушенные, подлежащие восстановлению и ненарушенные (разрывы между зданиями и сооружениями и окружающая территория, входящая в состав земельного отвода).

Степень нарушений земной поверхности и природного ландшафта горными работами определяются площадью и глубиной нарушения. Нарушение ландшафта может быть полным и частичным. Полное нарушение сопряжено с уничтожением растительности и почвенного покрова на больших площадях пойм, склонов и террас, а частичное нарушение – с деградацией почв и разрушением растительного покрова. Частичное нарушение земной поверхности менее опасно, однако при длительном воздействии его на природный ландшафт может оказаться таким же опасным, как и полное нарушение.

В связи с этим, промышленное освоение новых россыпей и расширение действующих предприятий должны базироваться на соблюдении основных законов сохранения природного равновесия, чтобы не допустить возрастания роли антропогенного фактора до необратимых процессов, когда рекультивация нарушенных земель становится практически малоперспективной. С этой целью при проектировании горных работ особое внимание необходимо уделять сохранению растительного покрова, который является главной частью биоценозов и важнейшим компонентом природной среды. Недооценка в проектах роли этого фактора, создает предпосылки к прогрессирующему росту площадей антропогенных ландшафтов, покрытых, так называемыми стерилизованными породами (лишенными почвенного слоя) и отвалами промывки, и сокращению потенциальных возможностей сельского и лесного хозяйства.

Характерным для вовлекаемых в эксплуатацию россыпей являются более сложные условия залегания. В связи с этим, для обеспечения эффективности разработки россыпей возникает необходимость проведения комплекса подготовительных работ, которые, как правило, должны опережать очистную выемку и выполняться с учетом особенностей последующей рекультивации площадей земельного отвода. Особое внимание в этих условиях следует уделять выбору таких технологических схем и организации разработки, при которых обеспечивается рациональное сочетание очистных и вскрывных работ, а также возможность

размещения отвалов в выработанном пространстве и создания технологического рельефа, позволяющего с минимальными затратами осуществлять рекультивацию земель, нарушенных горными работами.

Работы по рекультивации целесообразно выполнять в следующей последовательности: планировка отвалов, устройство русел рек (ключей), создание требуемых уклонов поверхности и при необходимости нанесение плодородного слоя на спланированную поверхность. Планировку отвалов и выполаживание бортов горных выработок следует проводить с учетом заданных отметок и кратчайшего пути транспортирования пород в выемки и техногенные водоемы.

Наиболее рационально осуществлять рекультивацию нарушенных земель непосредственно в ходе разработки месторождения и заканчивать не позднее двух лет после завершения эксплуатационных работ на данной площади.

Процесс восстановления земель разделяется на два этапа. На первом этапе выполняется комплекс организационно-технических мероприятий, проводимых непосредственно горнодобывающим предприятием в процессе эксплуатации месторождения. Сюда относятся работы по выполаживанию откосов старых выработок, планировке отвалов, нанесению плодородного слоя, а также мелиоративные и другие работы, необходимые для приведения нарушенных земель в состояние, пригодное для использования их по назначению.

На втором этапе выполняются агротехнические и мелиоративные работы по восстановлению плодородия нарушенных земель после завершения на них горнотехнической рекультивации (озеленение) и мероприятия по возвращению этих земель под сельско- и лесохозяйственное использование, а также по освоению в рыбохозяйственных целях водоемов, образовавшихся в горных выработках.

10.6 Порядок формирования и расходования средств фонда рекультивации

Обязательства по формированию фонда рекультивации распространяются на всех недропользователей, осуществляющих геологическое изучение, разработку месторождений полезных ископаемых, независимо от даты получения права пользования недрами.

Для формирования фонда рекультивации недропользователь, до начала работ по геологическому изучению или разработке месторождения, обязан открыть отдельный целевой рекультивационный счет в банке на каждый объект прав пользования недрами.

Средства фонда рекультивации не расходуются на другие цели, в том числе для удовлетворения требований кредиторов и погашения задолженности по налоговым и таможенным платежам.

В случае банкротства, ликвидации предприятия или смерти недропользователя – физического лица (без перехода прав к наследникам) средства фонда рекультивации, по поручению уполномоченного государственного органа по реализации государственной политики по недропользованию, перечисляются на расчетные счета владельцев земельных прав для проведения рекультивационных работ. Использование средств фонда рекультивации на иные цели запрещается.

Прекращение права пользования недрами по основаниям, установленным в Законе Кыргызской Республики «О недрах», не прекращает обязанности недропользователя по рекультивации земельного участка.

В случае принятия уполномоченным государственным органом по реализации государственной политики по недропользованию решения о предоставлении права пользования недрами другому лицу, средства фонда рекультивации подлежат перечислению с целевого рекультивационного счета недропользователя на целевой рекультивационный счет недропользователя, которому предоставлено право пользования недрами.

В случае передачи прав пользования недрами третьим лицам, в том числе при обращении взыскания на залог или при переходе прав в порядке универсального правопреемства, средства, накопленные на целевом рекультивационном счете, подлежат перечислению на счет лица, которому передано право пользования недрами, в 30-ти дневный срок с момента оформления лицензии на право пользования недрами на новое лицо.

Формирование фонда рекультивации производится за счет ежемесячных отчислений, производимых недропользователем с момента начала проведения работ по геологической разведке или разработке месторождения.

Общая стоимость рекультивационных и ликвидационных работ, определенная техническим проектом рекультивации, прошедшем экспертизы, является базой для расчета ежемесячных отчислений.

Общая стоимость рекультивационных работ указывается в техническом проекте в виде расчета сметы расходов на проведение рекультивации.

Недропользователь каждые три года после утверждения технического проекта рекультивации проводит пересчет общей стоимости рекультивационных работ, определенной техническим проектом рекультивации, и корректирует размер отчислений в фонд рекультивации.

Сумма ежемесячных отчислений рассчитывается исходя из общей стоимости работ по рекультивации, предусмотренных техническим проектом рекультивации, разделенной на количество месяцев, составляющих срок реализации проекта по геологическому изучению, разработке месторождения полезных ископаемых.

Недропользователь обязан перечислять сумму ежемесячных отчислений не позднее 10 числа каждого месяца и уведомлять уполномоченный

государственный орган по реализации государственной политики по недропользованию о величине произведенных за квартал отчислений и общем размере сформированной суммы фонда рекультивации, с представлением копий банковских документов.

Недропользователь вправе осуществить досрочное формирование фонда рекультивации.

Требования к использованию и обращению средств целевого рекультивационного счета отражаются в договоре о банковском счете между банком и недропользователем.

Расходование средств на осуществление рекультивации производится с письменного согласия уполномоченного государственного органа по реализации государственной политики по недропользованию.

Для получения согласия недропользователь направляет в уполномоченный государственный орган по реализации государственной политики по недропользованию письменное обращение с указанием вида и объема планируемых работ по рекультивации и суммы денежных средств, необходимых для их выполнения.

Уполномоченный государственный орган по реализации государственной политики по недропользованию рассматривает обращение недропользователя в течение 14 рабочих дней и представляет недропользователю письменное согласие или отказ.

Уполномоченный государственный орган по реализации государственной политики по недропользованию может отказать в предоставлении согласия только в случае, если заявленные вид и объем работ не соответствуют техническому проекту рекультивации.

В случае если после выполнения недропользователем всех рекультивационных работ на объекте и подписания акта приема-передачи рекультивированных земель, имеется остаток денежных средств на целевом рекультивационном счете, указанные денежные средства подлежат возврату недропользователю.

В случае недостаточности средств фонда рекультивации для проведения рекультивационных работ на объекте, недропользователь обязан обеспечить дополнительное финансирование за счет собственных средств для проведения рекультивационных работ.

10.7 Порядок приема и передачи рекультивированных земель

Завершением работ по рекультивации является проведение всего комплекса работ, предусмотренного техническим проектом рекультивации, и приема рекультивированных земель Комиссией по приему-передаче рекультивированных земель, назначаемой местной государственной администрацией, на территории которой находятся эти земли.

Комиссия формируется приказом главы местной государственной администрации не позднее 5 рабочих дней после получения письменного извещения недропользователя, проводившего рекультивацию земель, о готовности объекта к передаче.

В состав Комиссии включаются представители местной государственной администрации, органа местного самоуправления, территориального управления уполномоченного государственного органа по экологической и технической безопасности, уполномоченного государственного органа по ведению кадастра и регистрации прав на недвижимое имущество, на территории которого находится рекультивированный объект, недропользователя, а также владельца земельных прав, если им не является орган местного самоуправления.

Комиссия при осуществлении своей деятельности может привлекать специалистов проектных организаций, участвовавших в разработке проектов рекультивации земель, экспертов, представителей общественных объединений и иных экспертов и специалистов, которые не будут иметь права голоса.

При приеме-передаче рекультивированных земель Комиссия проверяет соответствие выполненных рекультивационных работ техническому проекту рекультивации. Земли, на которых работы выполнены с отклонениями от утвержденного проекта рекультивации, к прием-передаче не допускается, недропользователю направляется решение Комиссии об отказе в приеме, с указанием недостатков, которые требуется устранить, и сроков для устранения. После устранения недостатков, недропользователь направляет письменное уведомление в Комиссию, которая не позднее 20 календарных дней с даты получения такого уведомления, рассматривает факт устранения недостатков.

При подтверждении устранения выявленных ранее недостатков, Комиссия принимает рекультивированные земли и подписывает акт приема-передачи рекультивированных земель. Принятые Комиссией рекультивированные земли возвращаются владельцам земельных прав или отводятся другим землепользователям в установленном законодательством порядке.

Акт приема-передачи рекультивированных земель подписывается всеми членами Комиссии и составляется в пяти экземплярах. Один экземпляр направляется в местный регистрационный орган, второй – владельцу земельных прав, третий – недропользователю, четвертый – уполномоченному государственному органу по реализации государственной политики по недропользованию, пятый – уполномоченному государственному органу по экологической и технической безопасности. К акту приема-передачи прилагается план рекультивированного земельного участка.

В случае если недропользователь, осуществляющий геолого-поисковые работы, не проводил работ по нарушению целостности земель

на лицензионной площади или ее части, акт приема-передачи рекультивированных земель не составляется. В данном случае основанием для сокращения лицензионной площади либо снятия с недропользователя обязательств по рекультивации, является акт о ненарушении целостности земли, составляемый недропользователем и владельцем земельных прав.

10.8 Контроль за рекультивацией земель и ответственность за невыполнение обязанностей по рекультивации

Контроль за рекультивацией земель, нарушенных в процессе недропользования, осуществляется уполномоченным государственным органом по экологической и технической безопасности.

Уполномоченный государственный орган по экологической и технической безопасности осуществляет контроль за соблюдением:

- выполнения работ по рекультивации нарушенных земель при недропользовании;
- требований о запрете самовольного снятия, перемещения и уничтожения плодородного слоя почвы при недропользовании;
- предписаний, выданных в пределах своей компетенции по вопросам соблюдения обязанностей по рекультивации, и устранения выявленных нарушений.

Государственный контроль осуществляется в форме проверок. Плановые и внеплановые проверки проводятся в соответствии с порядком, установленным Законом Кыргызской Республики «О порядке проведения проверок субъектов предпринимательства».

Недропользователи, осуществляющие рекультивацию земель, несут ответственность за:

- качественное выполнение в установленные сроки всех планировочных, строительно-монтажных, мелиоративных и других работ в соответствии с техническим проектом рекультивации;
- несвоевременную передачу для дальнейшего использования рекультивированных земель по назначению;
- несвоевременное перечисление денежных средств на целевой рекультивационный счет и неуведомление в установленные сроки уполномоченного государственного органа по реализации государственной политики по недропользованию о величине произведенных отчислений;
- невыполнение требований предписаний уполномоченного государственного органа по экологической и технической безопасности.

Указанная ответственность недропользователя распространяется на период всего процесса работы недропользователя по рекультивации.

Таблица 10.1 – Техничко-экономические показатели обоснования проекта
рекультивации нарушенных земель

№ п/п	Наименование показателей	Величина показателей
1	Общая площадь нарушенных земель, всего, га	4,6
	в т. ч.: пашни	2,36
	кормовых угодий	1,69
	прочих земель	0,55
2	Общая площадь рекультивации земель, всего, га	4,6
	в т. ч.: пашни	2,36
	кормовых угодий	1,69
	прочих земель	0,55
3	Общая площадь землеваяния, всего, га	4,05
	в т. ч.: пашни	2,36
	кормовых угодий	1,69
	4	Площадь снятия ППС, всего, га
в т. ч.: пашни		2,36
кормовых угодий		1,69
прочих земель		0,55
5	Объём снимаемого ППС, м ³	19104,96
6	Потребность в органических удобрениях, кг	70800
	известки	12320
	азоте	11,2
	фосфоре	44,8
	калии	44,8
	7	Стоимость внесения органических удобрений, руб.
известки		712,32
азота		1050,56
фосфора		434,56
калия		1050,56
всего	6094,16	
8	Потребность в семенах, кг	89,6
9	Стоимость высева семян, руб.	16081,68
10	Сметная стоимость рекультивации земель, всего, руб.	8893764,07
	в т. ч. технический этап	8863493,15
	биологический этап	30270,92
11	Удельные капитальные затраты на рекультивацию 1 га нарушенных земель, руб	1933426,97

10.9 Пострекультивационный мониторинг

Пострекультивационный мониторинг обязателен для всех рекультивированных земель и производится в течение 5 лет с момента направления недропользователю акта приема-передачи рекультивированных земель.

Уполномоченный государственный орган по экологической и технической безопасности не реже одного раза в год осуществляет проверку состояния рекультивированных земель.

В случаях, если в период пострекультивационного мониторинга по результатам проверки выявлены нарушения качественного состояния рекультивированных земель по причине некачественно проведенной рекультивации, уполномоченный государственный орган по экологической и технической безопасности направляет уведомление лицу, ответственному за проведенную рекультивацию, для устранения выявленных нарушений, с указанием сроков проведения работ по устранению нарушений.

Лицо, получившее указанное уведомление, проводит работы по устранению выявленных нарушений за свой счет.

10.10 Обоснование затрат на проведение рекультивации нарушенных земель

Обоснование затрат на проведение рекультивации нарушенных земель проводится по техническим и экономическим показателям. К техническим показателям относятся: площадь земель, на которых проводится рекультивация, землевание; площадь земель, с которых снимается ППС; мощность и объём снимаемого ППС; потребность в высеиваемых семенах многолетних трав. К экономическим показателям относятся: стоимость внесения удобрений; стоимость посева семян многолетних трав; сметная стоимость рекультивации земель.

Пример технико-экономической обоснованности проведения рекультивации нарушенных земель приведен в таблице 10.1.

Из данных таблицы видно, что для проведения рекультивации нарушенных земель на 1 га необходимо затратить 1933426,97 руб. Этот показатель ещё раз доказывает, что прежде чем переносить какой-либо проект в натуру, нужно первоначально выбрать тот вариант, в котором не только минимальны затраты на строительство и эксплуатацию объекта, но в котором на рекультивацию нарушенных земель выделяется наименьший объём ресурсов.

ПЕРЕЧЕНЬ ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Баклашов И.В. Геомеханика: учебник для вузов. Т. 1. Основы геомеханики. М.: Изд-во МГГУ, 2004. 207 с.

Лаверов Н.П., Трубецкой К.Н. О классификации горных наук // Горный журнал. 1996. № 1–2. С. 5–9.

Мамбетов Ш.А. Геомеханика: учебник. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2000. 197 с.

Мамбетов Ш.А. Геомеханика. Т. 1. Основы геомеханики: учебное пособие. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2013. 137 с.

Мамбетов Ш.А., Абдиев А.Р. Геомеханика. Т. 2. Геомеханические процессы в породных массивах: учебное пособие. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2013. 167 с.

Мюллер Л. Инженерная геология. Механика скальных массивов. М.: Мир, 1971. 255 с.

Турчанинов И.А., Геофис М.А., Каспарьян Э.В. Основы механики горных пород. Л.: Недра, 1989. 488 с.

Ш.А. Мамбетов, А.Р. Абдиев, Р.Ш. Мамбетова

ОСНОВЫ ГЕОМЕХАНИКИ

Учебник

Редактор *И.С. Волоскова*
Компьютерная верстка *М.Р. Фазлыевой*

Подписано в печать 25.03.2020.
Формат 60×84 ¹/₈. Офсетная печать.
Объем 43,75 п. л. Тираж 100 экз. Заказ 6.

Издательство КРСУ
720000, г. Бишкек, ул. Киевская, 44

Отпечатано в типографии КРСУ
720048, г. Бишкек, ул. Анкара, 2а



АБДИЕВ Арстанбек Раимбекович

Горный инженер, кандидат технических наук, доцент, Отличник образования Кыргызской Республики, Отличник энергетики Кыргызской Республики, президент Ассоциации организаций по разведке и добыче угля Кыргызской Республики, член диссертационного совета Кыргызско-Российского Славянского университета.

В знак признания особых заслуг перед государством, награжден Почетной грамотой Правительства Кыргызской Республики с вручением почетного знака Правительства Кыргызской Республики.

Поощрен благодарностями Президента Российской Федерации «За большой вклад в развитие российско-кыргызского сотрудничества в сфере образования и в сохранение и развитие русского языка и культуры в Кыргызской Республике и регионе Центральной Азии».

Научное направление: Оценка геомеханического состояния породного массива высокогорных месторождений и геомеханическое обеспечение горных и горностроительных работ.

Автор 11 учебных изданий (учебников и учебных пособий, допущенных к публикации Министерством образования и науки Кыргызской Республики) и учебно-методических указаний, основанных на собственных научных и практических результатах, полученных в научных и производственных исследованиях на протяжении 36 лет работы. Опубликовано 5 монографий и свыше 40 статей по проблемам освоения природных ресурсов, в том числе разработки месторождений полезных ископаемых, строительства инженерных и гидротехнических сооружений в условиях высокогорья. Получено 7 авторских свидетельств и 2 патента на изобретения. Ответственный исполнитель 7 научно-исследовательских работ Фрунзенского политехнического института и Кыргызско-Российского Славянского университета.

МАМБЕТОВ Шергазы Асамбаевич



Горный инженер, доктор технических наук, профессор, академик Инженерной Академии Кыргызской Республики, заслуженный работник образования Кыргызской Республики, экс-ректор Фрунзенского политехнического института, экс-депутат, экс-председатель комиссии по образованию, науке и промышленности парламента Кыргызской Республики, экс-председатель экспертного Совета Высшей Аттестационной комиссии Кыргызской Республики, вице-президент Ассоциации геологов

и горнопромышленников Кыргызской Республики, член диссертационного совета Института геомеханики и освоения недр НАН КР.

В знак признания особых заслуг перед государством награжден медалями и почетными знаками СССР, грамотами Президиума Верховного Совета СССР, Киргизской ССР, Жогорку Кенеша Кыргызской Республики. Поощрен благодарностями Президента Российской Федерации «За большой вклад в развитие российско-кыргызского сотрудничества в сфере образования и за большой вклад в сохранение и развитие русского языка и культуры в Кыргызской Республике и регионе Центральной Азии».

Профессор Ш.А. Мамбетов – основатель и организатор Всесоюзных семинаров СССР «Проблемы разработки полезных ископаемых в условиях высокогорья» и основатель научного направления «Геомеханическое обеспечение горных и горно-строительных работ в условиях высокогорья».

Научное направление: Прогнозирование и контроль напряженно-деформированного состояния массива пород в высокогорных районах.

Автор 16 учебных изданий (учебников, учебных пособий, допущенных к публикации Министерством образования и науки Кыргызской Республики) и учебно-методических указаний, основанных на собственных научных и практических результатах, полученных в научных и производственных исследованиях на протяжении более 60 лет работы. Опубликовано 10 монографий и свыше 250 статей по проблемам освоения природных ресурсов, в том числе разработки месторождений полезных ископаемых, строительства инженерных и гидротехнических сооружений в условиях высокогорья. Получено 5 авторских свидетельств и 2 патента на изобретения. Научный руководитель 28 научно-исследовательских работ Национальной Академии наук Кыргызской Республики, Фрунзенского политехнического института и Кыргызско-Российского Славянского университета, научный руководитель 7 кандидатов технических наук и продолжает руководить научными исследованиями аспирантов.



МАМБЕТОВА Рахат Шергазиевна

Инженер-строитель, кандидат технических наук, доцент, член, ученый секретарь диссертационного совета Кыргызско-Российского Славянского университета, эксперт Министерства образования и науки Кыргызской Республики по лицензированию и аккредитации высших учебных заведений.

В знак признания особых заслуг в сфере образования и науки награждена Почетными грамотами Кыргызско-Российского Славянского университета.

Поощрена благодарностью Президента Российской Федерации «За большой вклад в сохранение и развитие русского языка и культуры в Кыргызской Республике и регионе Центральной Азии».

Научное направление: Совершенствование систем водоснабжения и водоотведения населенных пунктов и локальных объектов.

Автор 6 учебных изданий (учебников и учебных пособий, допущенных к публикации Министерством образования и науки Кыргызской Республики) и учебно-методических указаний, основанных на собственных научных и практических результатах, полученных в научных и производственных исследованиях на протяжении 26 лет работы. Опубликовано свыше 20 статей по проблемам строительства инженерных и гидротехнических сооружений в условиях высокогорья. Получено 3 авторских свидетельства и 2 патента на изобретения. Ответственный исполнитель 3 научно-исследовательских работ Кыргызско-Российского Славянского университета.