

Б.Б. Луганцев, Ю.Н. Кузнецов, И.И. Мартыненко

ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ТРЕЩИНОВАТЫХ
ПОРОДНЫХ МАССИВОВ В ОКРЕСТНОСТЯХ
ПОДЗЕМНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Допущено Учебно-методическим объединением вузов Российской Федерации по образованию в области горного дела в качестве учебного пособия для студентов вузов, обучающихся по направлению подготовки «Горное дело»

Новочеркасск 2007

УДК 622.268.02:622.831
ББК 33.15
С95

Рецензенты: доктор техн. наук, проф. П.С. Сыркин
доктор техн. наук, проф. Ф.И. Ягодкин

Авторы: Луганцев Б.Б., Кузнецов Ю.Н., Мартыненко И.И.

С95 Обеспечение устойчивости трещиноватых породных массивов в окрестностях подземных горных выработок: Учеб. пособие / Новочеркасск: ЮРГТУ, 2007. – 300 с.: ил. 120, табл. 32.

ISBN 5-247-03627-1

Осуществлён анализ основных направлений и результатов исследований проблемы обеспечения устойчивости породных массивов в окрестностях подземных горных выработок. Изложены методические основы фрактального моделирования трещиноватых породных массивов. Отражены методические принципы оценки устойчивости пород кровли горных выработок и угольных забоев лав. Существенное место отведено постановке и анализу результатов натурных исследований трещиноватости породных массивов, вмещающих горные выработки. Дана характеристика методической базы обоснования технико-технологических решений по обеспечению устойчивости трещиноватых породных массивов. Приведены результаты экспериментальных исследований в условиях шахт Российского Донбасса прогрессивных решений по управлению трещиноватыми углевмещающими массивами.

Для студентов горных вузов и факультетов, обучающихся по направлению 130400 – «Горное дело».

ВВЕДЕНИЕ

Весьма важной проблемой подземной разработки месторождений полезных ископаемых является обеспечение устойчивого состояния породных массивов в окрестностях горных выработок с целью создания условий для надёжной и безопасной эксплуатации их. Решение данной проблемы должно базироваться на многостороннем изучении состояния породных массивов, вмещающих горные выработки, и его изменений с течением времени и под воздействием техногенных процессов. При этом на первый план выходят исследования механизма изменения состояния пород в окрестностях горных выработок, смещения которых приводят к ухудшению их состояния, снижению эффективности и безопасности работ.

Известно, что горные породы уже на генетическом уровне поражены трещинами. Развитие процесса трещинообразования в породном массиве связано со смещением пород в горные выработки. Наличие и развитие трещин приводит к разрушению приконтурного массива пород с вывалообразованием в лавах и выходом из строя подготовительных выработок. Установление закономерностей трещинообразования в приконтурном массиве пород необходимо для обоснования технических и технологических решений, обеспечивающих устойчивость горных выработок, безопасную и стабильную работу шахт.

Методы обоснования параметров крепи очистных и подготовительных выработок постоянно совершенствуются. Разрабатываются новые виды крепи, реализуются мероприятия по обеспечению устойчивости углевмещающих породных массивов в окрестностях горных выработок. Технические службы шахт разрабатывают паспорта и проекты ведения горных работ в соответствии с отраслевыми нормативными документами, согласовывают их с вышестоящими инстанциями и выполняют все необходимые инженерные расчёты, в том числе по обоснованию типа и параметров крепи, а также мероприятий по поддержанию горных выработок. Несмотря на это несчастные случаи по причине обрушения пород происходят

в два раза чаще, чем травмирование работающих машинами и механизмами. Потери добычи по горно-геологическим причинам составляют более половины всех потерь добычи угля, в том числе: в лавах – более 50%, в подготовительных выработках – около 30%. В то же время потери добычи в связи с отказами машин и механизмов составляют порядка одной трети всех потерь. Как показывает практика, доминирующим фактором наличия таких ситуаций является трещиноватость породных массивов.

Таким образом, вышеизложенное свидетельствует об актуальности решения научной проблемы обеспечения устойчивости горных выработок. Важным в решении данной проблемы является создание системы контроля состояния угленосного массива, вмещающего горные выработки, и разработка методической базы процесса потери устойчивости при развитии трещин в углевмещающем массиве.

Наиболее адекватное описание развития трещин и поведения трещиноватого массива пород обеспечивается при использовании математического аппарата фрактальной геометрии, что находит свое отражение в настоящем учебном пособии.

В написании п.3.3, 3.4 участвовал канд. техн. наук А.Г. Лущик, п.3.5, 6.4 – Е.С. Кулешов, п.3.6, 5.1 и 6.4 – аспирант Н.О. Солуянов.

1 ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ И РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОБЛЕМЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОДНЫХ МАССИВОВ В ОКРЕСТНОСТЯХ ПОДЗЕМНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

1.1 Анализ классификаций устойчивости пород кровли

На устойчивость кровли влияют различные факторы: мощность пластовой отдельности в непосредственной кровле, выше которой залегает порода другого типа; петрографический состав, включая вторичные изменения по стадиям метаморфизма углей; предел прочности на сжатие; глубина залегания; трещиноватость пород; гидрогеологические условия; площадь незакрепленного пространства кровли после выемки угля и др. [1]. Интенсивность трещиноватости пород определяется её петрографическим составом, мощностью слоя (пластовой отдельности) и состоянием вещества породы на данной стадии метаморфизма углей. Зависимость устойчивости пород от глубины разработки не имеет линейного характера. Её вид находится в функции состава пород, степени метаморфизма и т.д. Устойчивость кровли зависит также от мощности пласта угля.

По мнению К.И. Иванова [2], наиболее значимыми факторами, определяющими устойчивость пород, являются: мощность непосредственной кровли; мощность слоя; вещественный состав пород; предел прочности на сжатие.

В классификации ДонУГИ [3] наиболее влияющими на устойчивость факторами считаются: толщина плиток расслоения; расстояние между трещинами; литологопетрографическая характеристика пород непосредственной кровли; предел прочности на сжатие.

По Б.П. Овчаренко [4] устойчивость пород кровли в первую очередь определяется такими факторами, как тип пород, слагающий нижний слой кровли; мощность этого слоя; сочетания пород первого и второго слоев.

В классификации ВНИМИ [5] наиболее важными считаются: мощность слоя непосредственной кровли; предел прочности пород на сжатие, а в

классификации КНИУИ [6] – мощность литографически однородного слоя пород; тип и качество ослабленных контактов в пределах литологической разности.

ВНИГРИ уголь определил следующий перечень влияющих на устойчивость кровли факторов: фациальная принадлежность отложений; литологическая принадлежность отложений; марочный состав углей; предел прочности на сжатие; мощность слоя (слоев); коэффициент разрыхления пород непосредственной кровли; вынимаемая мощность пласта; положение участка в складчатой структуре; частота трещиноватости (естественной или техногенной); глубина разработки; обрушаемость основной кровли; деформируемость непосредственной почвы.

Г.Л. Фисенко [7] главными из числа влияющих на устойчивость кровли факторами считал: предел прочности на сжатие; коэффициент внутреннего трения; ползучесть; структура массива (поверхности разрыва сплошности массива); формы отдельности; сила сцепления слоев; интенсивность трещиноватости; направление трещин; масштабный фактор; неоднородность отдельных блоков по прочности; ориентировка тензора напряжений относительно систем трещин; слоистость массива (неоднородность слоев по прочности и деформируемости).

Таким образом, большинство исследователей сходится в том, что наиболее значительное влияние на устойчивость пород кровли угольных пластов оказывают: прочность пород, метаморфизм углей, взаимодействие слоев пород различного типа и состава, мощность слоя непосредственной кровли, трещиноватость пород, состав и тип пород непосредственной кровли, площадь обнажения кровли, время обнажения кровли.

Зависимость устойчивости непосредственной кровли угольных пластов от предела прочности пород в образце на сжатие общеизвестна. При этом предел прочности образца породы на сжатие зависит от контактных условий, наличия первичных ослабленных поверхностей, состава межзернового цемента, однородности зерен пород, их среднего размера. Предел прочности

пород на сжатие меняется в зависимости от степени метаморфизма углей, пласты которого вмещают породы. При этом наблюдается общая тенденция повышения прочности пород по мере роста степени метаморфизма.

Существует мнение, что характер взаимодействия пород разного типа и состава является определяющим фактором при оценке устойчивости пород [4]. Анализ средних значений отношений пределов прочности пород на растяжение σ_r и сжатие $\sigma_{сж}$ на различных стадиях метаморфизма [8] позволяет сделать вывод об изменении характера взаимодействия пород различного типа и состава при изменении степени метаморфизма (рис. 1.1). Характер взаимодействие слоев пород, представленных аргиллитами, алевролитами и песчаниками, залегающими в кровле пластов углей марок Д, Г, Ж, должен отличаться от характера взаимодействия слоев тех же пород при их залегании в кровле пластов углей марок К, ОС, Т, А. То есть характер влияния взаимодействия слоев пород различного типа и состава на устойчивость кровли будет отличаться при различии степени метаморфизма углей.

Более устойчивые породы, как правило, более толстослоистые и менее трещиноватые. Кровли различной степени устойчивости могут быть представлены практически любым типом пород.

Оценка степени устойчивости пород необходима для того, чтобы выяснить, какие площади обнаженной кровли и в течение какого времени будут сохранять устойчивость без крепления, какие виды и типы крепи необходимо использовать для предотвращения обрушений пород в рабочее пространство лав и в подготовительные выработки. В этой связи площадь незакрепленной кровли и время, при котором она остается обнаженной, являются не факторами, влияющими на устойчивость пород, а измерителями устойчивости. Точнее, не собственно время и площадь, а их предельные значения для данного типа пород. Чем более устойчивы породы, тем дольше и на больших площадях они могут сохранять обнажения в устойчивом состоянии.

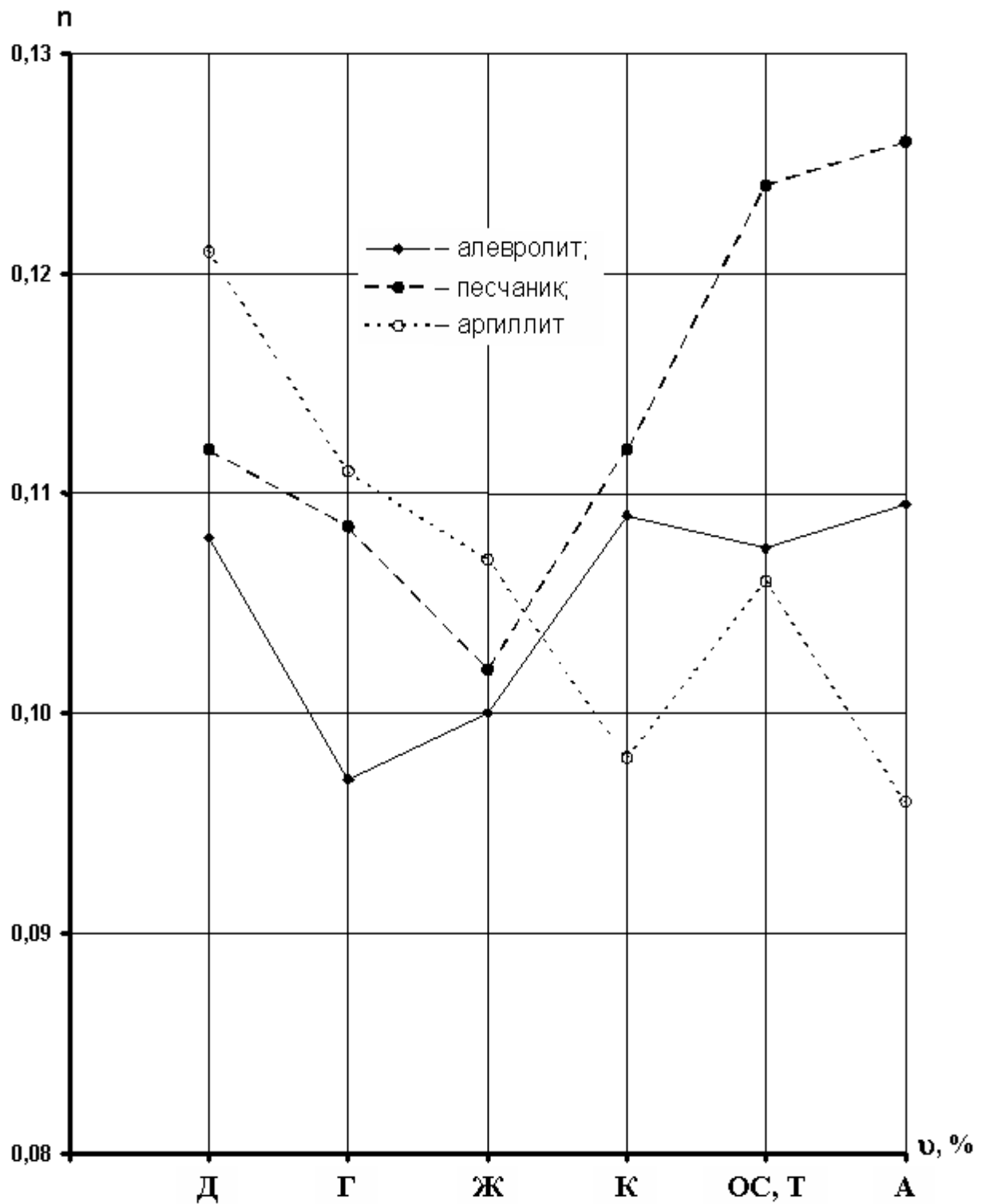


Рис. 1.1. Средние значения соотношений пределов прочности пород $n = \frac{\sigma_p}{\sigma_{сж}}$ при различных степенях метаморфизма углей Донбасса:
 Д, Г, Ж, К, ОС, Т, А – марки углей по выходу летучих v

Таблица 1.1

Связь классификаций пород со временем устойчивого состояния пятиметрового пролёта горной выработки

Классификация Терцаги	Классификация Дира	Время устойчивого состояния пролёта длиной 5 м	Частота трещин, 1/м
Прочная, ненарушенная порода	Отличная порода	Много лет	1
Прочная слоистая порода	Отличная порода	1 год	1
Массивная умеренно трещиноватая порода	Хорошая порода	1 месяц	1-5
Умеренно разбитая на блоки порода	Удовлетворительная порода	1 неделя	5-10
Сильно разбитая на блоки слоистая и раздробленная порода	Плохая порода	1 сутки	10-20
Полностью раздробленная порода	Очень плохая порода	1 час	> 20

С.И. Малининым предложена формула для оценки устойчивости кровли:

$$K_{yc} = (m \times \sigma_{сж}) / (H_{г} \times Y \times q \times S), \quad (1.1)$$

где q – количество трещин на 1 м^2 пород кровли.

На основе расчетов по формуле (1.1) им рекомендована следующая классификация пород кровли по устойчивости:

1. Весьма неустойчивые (B_1), $K_{yc} < 0,8$.
2. Неустойчивые (B_2), $K_{yc} = 0,8-1,1$.
3. Малоустойчивые (B_3), $K_{yc} = 1,1-2,0$.
4. Среднеустойчивые (B_4), $K_{yc} = 2,0-3,0$.
5. Весьма устойчивые (B_5), $K_{yc} = 3,0 - 6,0$.

В.Л. Свержевский [9] предложил иную классификацию (в скобках приведены значения мощности непосредственной кровли): «ложная» кровля ($< 0,8 \text{ м}$); кровля с явлениями «куполения» ($0,9-3,3 \text{ м}$); кровля с обрушением за каждым циклом ($1,1-2,0 \text{ м}$); зависающая кровля: с обрушением через два цикла ($2,0-3,0 \text{ м}$); с обрушением через три и более циклов ($3,0-5,0 \text{ м}$); кровля с плавным опусканием ($4,0-6,0 \text{ м}$).

ДонУГИ разработал классификацию, в которой выделяется 5 категорий устойчивости кровли (Б1, Б2, Б3, Б4, Б5) в соответствии с классификацией С.И. Малинина, и для каждой категории кровли по устойчивости определил рекомендуемые тип крепи и порядок расположения её элементов, допускаемые площади обнажения.

ВНИМИ выделил 4 группы кровли:

4 (Б1; Б2) весьма неустойчивая – обрушается за исполнительным органом комбайна ($t = 0$) или с отставанием ℓ до 5 м.

3 (Б3) неустойчивая – обрушается при обнажении длиной более 5 м ($\ell = 5-20$ м, $t = 5-30$ мин.). Крепление за исполнительным органом или с отставанием не более 5 м. При переднем исполнительном органе участок над комбайном должен быть закреплен.

2 (Б4) средней устойчивости – $\ell = 20$ м, $t > 30$ мин., возможно сохранение устойчивости на всём протяжении лавы, на участке изгиба конвейера кровлю крепить не нужно.

1 (Б5) устойчивая – обнажение вдоль всего забоя сохраняет устойчивость более 2 ч. Допускается работа комбайна по односторонней схеме.

П.В. Васильев [9] разработал классификацию для условий широкозахватной выемки с буквенно-цифровым обозначением устойчивости пород от Б1 до Б5: Б1 – обрушаются при выемке угля; Б2 – за исполнительным органом комбайна необходимо устанавливать крепь увеличенной плотности; Б3 – длина консоли $\ell = 3-5$ м сохраняется в течение рабочей смены; Б4 – длина консоли $\ell = 10-20$ м сохраняется в течение рабочей смены; Б5 – консоль кровли значительной длины сохраняется долго.

Подходы разных авторов к оценке устойчивости кровли нередко не совпадают. На рис 1.2 показано сопоставление признаков устойчивости кровли по классификации ДонУГИ и показателя устойчивости кровли, рекомендованного ВНИМИ. Результаты сопоставления показывают, что к весьма устойчивой кровле по рекомендациям ВНИМИ относятся

малоустойчивые и средней устойчивости кровли по классификации ДонУГИ
и т.д.

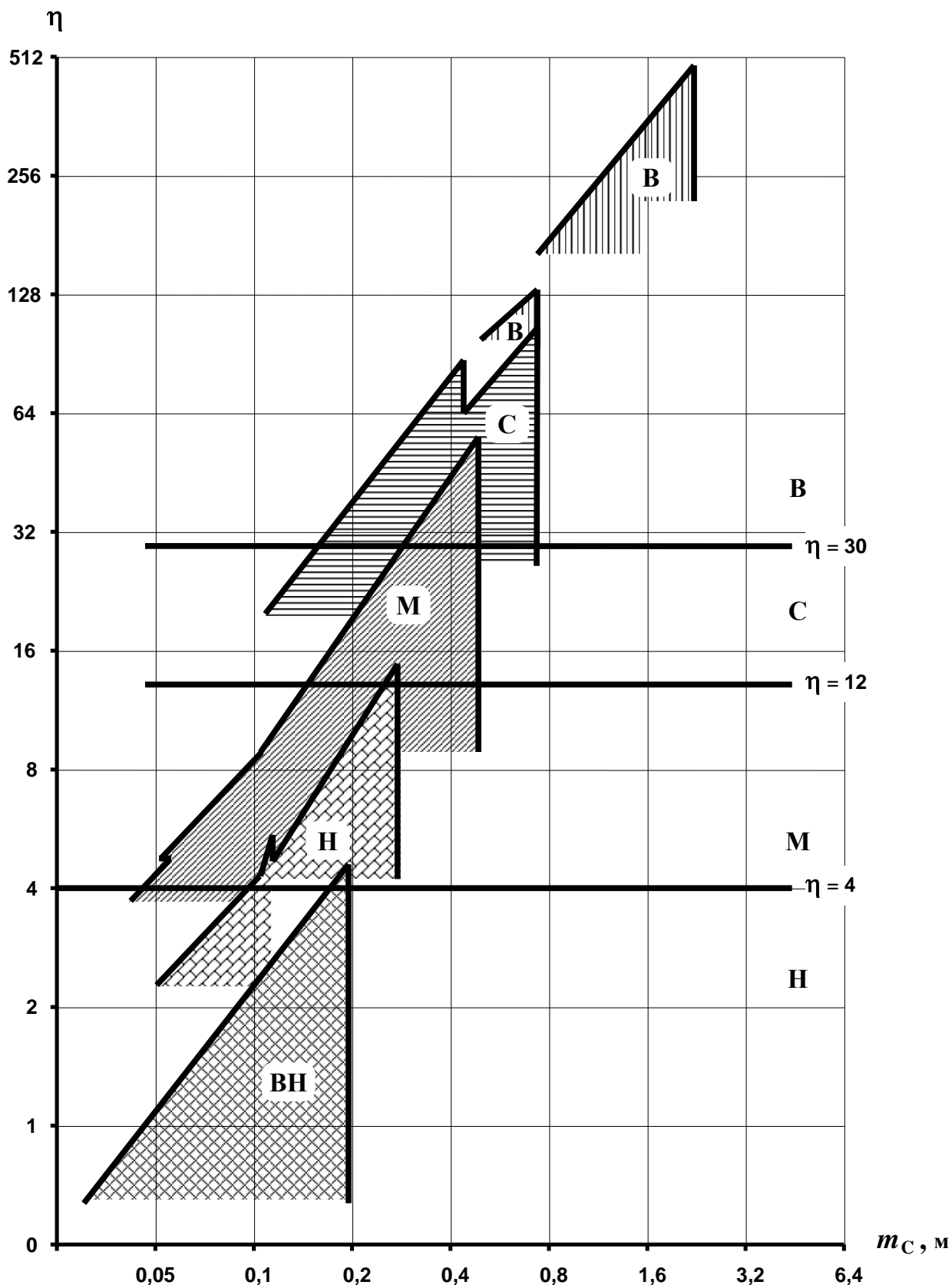


Рис. 1.2. Признаки и показатель устойчивости кровли η :

m_C – мощность слоя пород кровли; η – показатель устойчивости;
В – весьма устойчивая кровля; **С** – кровля средней устойчивости;
М – малоустойчивая кровля; **Н** – неустойчивая кровля;
ВН – весьма неустойчивая кровля

Фармер [10] соотнёс характеристики качества пород из известных классификаций устойчивости кровли подготовительной выработки с трещиноватостью и временем устойчивого состояния её пятиметрового пролёта (табл.1.1).

1.2 Анализ результатов исследований трещиноватости и устойчивости горных пород

Для оценки поражённости горных пород трещинами введен термин «трещиноватость» [11]. Существуют различные теории, объясняющие механизм образования трещин [12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20]. Трещины могут возникать как при формировании породных массивов, так и при ведении горных работ [21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28]. Признано, что наличие трещин в породах оказывает существенное влияние на процессы подземной добычи полезных ископаемых [29, 30, 31, 32, 33, 34]. Предпринимались многие попытки количественной оценки трещиноватости массива пород [35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42].

Как известно, осадочные породы образуются путем отложения продуктов разрушения магматических и метаморфических пород. Поэтому одним из важнейших признаков их строения является слоистость. Из-за большой разницы между прочностью пород и прочностью межслоевых контактов разрушения происходят по границам слоев. Толщина слоев пород меняется от долей миллиметра до десятков сантиметров. Более толстослоистые породы являются и более прочными.

Внутри слоя пород разрушение происходит по межзерновым контактам. Выделяют крупнозернистые породы с размером зерен d более 0,5 мм, среднезернистые – $d = 0,25-0,5$ мм, мелкозернистые – $d < 0,25$ мм. В массиве горных пород обычно существуют различные дефекты: мелкие трещины, поры, неоднородности, плоскости ослабления. Плоскости ослабления, как правило, располагаются на контакте слоев пород.

Прежде всего следует отметить внутрикристаллические дефекты: вакансии – отсутствие отдельных атомов в кристаллической решетке, дислокации – нарушения структуры кристаллической решетки. Плотность дислокаций в кристаллах составляет от 10^2 до 10^{12} см⁻¹. Размеры трещин, находящихся между кристаллами в межкристаллитном цементе, сопоставимы с размерами самих кристаллов (зерен породы).

Перераспределение напряжений в массиве горных пород, вызванное проведением выработок приводит к образованию трещин, которые можно наблюдать визуально.

Образование этих техногенных трещин происходит путем роста микротрещин, расположенных между зернами породы в наиболее ослабленном направлении. В породах, окружающих горную выработку, в первую очередь образуются трещины в кровле, параллельные слоистости, причем сначала на расстоянии не более 10-20 см от поверхности кровли.

С увеличением размеров зерен прочность горных пород снижается [2]. Считается, что это происходит из-за того, что сила сцепления пропорциональна площади поверхности соприкосновения зерен.

По теории акад. П.А. Ребиндера с уменьшением размеров зерен в меньшей мере проявляют себя микротрещиноватость и другие дефекты строения породы, являющиеся основной причиной склонности её к разрушению.

Эмпирически установлена зависимость между разрушающим напряжением $\sigma_{\text{разр}}$ и размером зерен d [43]:

$$\sigma_{\text{разр.}} = K \times d^b, \quad (1.2)$$

где K – эмпирический коэффициент;

d – средний размер зерен, мк;

$b = 0,2-0,9$ – определенный для каждой породы показатель.

Существует также следующая формула [44]:

$$\tau = B \times d^{-1/3} \quad (1.3)$$

где B – постоянная.

Определение прочности на растяжение при испытаниях образцов различных размеров позволяет оценить степень неоднородности строения пород [45]. С уменьшением размеров образцов уменьшается вероятность наличия в них ослабленных поверхностей, и степень неоднородности в целом снижается. Можно также сделать вывод о наличии определенной иерархии поверхностей по степени сцепления между собой. Распространенность более ослабленных поверхностей в объеме породы ниже распространенности менее ослабленных поверхностей. Считается, что однородность механических свойств породы достигается в очень незначительном её объёме, называемом элементарным. Диаметр элементарной площадки в породах, слагающих угленосную толщу, составляет от 0,01 до 6,7 мм [46]. Понятие элементарной площадки является существенной идеализацией реальных условий. Разброс величины зерен, в том числе в связи с наличием примесей, велик [44], поэтому рассмотрение массива пород как однородной среды с постоянными свойствами не может дать исследователю результаты, адекватные реальным процессам.

Процесс образования трещин является достаточно сложным. Общепринятой модели механизма разрушения в настоящее время не существует. Считается, что когда накопление дефектов структуры достигает определенного критического уровня, происходит разрыв и образование новых поверхностей. По Ирвину [47] сила растяжения трещины определяется по формуле:

$$F = 2 \beta = c \times \rho \times \sigma_p / E, \quad (1.4)$$

где c – коэффициент;

ρ – радиус кругообразной трещины длиной;

σ_p – растягивающее напряжение на определенном удалении от трещины;

E – модуль упругости;

β – удельная энергия разрушения.

Румпф считал, что в непосредственной близости от вершины трещины нельзя точно описать процесс её развития на основе механики сплошной среды [48].

При проведении горной выработки происходит перераспределение напряжений в массиве горных пород и формируются зоны концентрации их вблизи контура выработки. Точка максимума значений напряжений находится на определенном расстоянии от контура. При поддержании выработки происходит постепенное разрушение пород приконтурной зоны, точка максимума напряжений при этом отодвигается от контура и величина максимума снижается. Основываясь на данных наблюдений в горных выработках Талнахско-Октябрьского месторождения и результатах лабораторных экспериментов Е.И. Шемякин и др. пришли к выводу о существовании зональной дезинтеграции горных пород вокруг выработок [49, 50, 51]. По этой гипотезе, зарегистрированной как открытие [52], вокруг выработок чередуются зоны повышенных и пониженных напряжений и, соответственно, зоны прочных и разрушенных пород. Авторы утверждают, что в зависимости от исходного напряженно-деформированного состояния массива горных пород число зон дезинтеграции вокруг выработки может быть равно двум или трём, причем все они повторяют контур выработки, и как бы выполняют роль ложных контуров.

Во многих работах, опубликованных ранее [53, 54, 55], приводились сведения о чередовании зон с различным уровнем напряженности и различной интенсивности трещиноватости на разном удалении от контура выработок. Причем в работе [53] это явление было названо зональной дезинтеграцией. Приводимые в работе [49] данные натуральных наблюдений свидетельствуют о том, что замеры проводились в скважинах, пробуренных из выработок, пройденных в теле изначально трещиноватых медноникелевых руд. В сечении бурились пять скважин: две горизонтальные – в борта выработки, одна вертикальная и две под углом в разные стороны на равном расстоянии от вертикальной и горизонтальных скважин. В условиях

Комсомольского и Октябрьского рудников использовался электрометрический метод оценки трещиноватости стенок скважин. Приведенные типичные диаграммы по току и электросопротивлению одной из станций геофизического контроля на руднике Октябрьский позволяют сделать вывод о распространенности приконтурной трещиноватости в кровле выработки на глубину 2,5 м и наличии в боках выработки двух систем трещин: в одном боку на расстоянии 3,0-4,0 м от контура, в другом – в 4,0-5,0 м от контура. Приводимые электрометрические диаграммы по сопротивлению вкрапленных сульфидных руд и радиометрические диаграммы по гамма-каротажу в районе наблюдательных станций рудника Маяк также характеризуют и свидетельствуют о наличии систем трещин. Приводимые сравнения электрометрических и радиометрических суммограмм характеризуют отличия результатов измерений, полученных разными способами. Представленные гистограммы распределения трещин, полученные в результате наблюдений с помощью перископического прибора только в боках выработки на наблюдательных станциях рудника Таймырский не позволяют сделать однозначный вывод о наличии закономерностей распространения выявленных систем трещин.

Из последующих публикаций следует, что визуальных наблюдений с использованием перископического прибора было выполнено явно недостаточно. Так, в статье [56] обсуждается вопрос о соотношении раскрытия трещин и размеров блоков и высказывается предположение, что соотношение этих величин может быть неким инвариантом, использование которого имело бы большое прикладное значение. В расчетах авторы используют данные визуальных наблюдений с использованием перископического прибора на руднике Таймырский в шести скважинах длиной от 6 до 8 м. Суммарное раскрытие трещин в скважине делится на её длину и анализируются полученные результаты. Вопрос об изменении во времени значения суммарного раскрытия трещин в скважине авторами не обсуждается.

Проведенные в горных выработках шахт Российского Донбасса замеры раскрытия трещин в шпурах показывают, что суммарное раскрытие трещин в одном и том же шпуре не является величиной постоянной [57, 58]. С течением времени ширина раскрытия существующих трещин возрастает и появляются новые трещины.

Процесс разрушения (дезинтеграции) пород вокруг горных выработок начинается с образования трещин. Исследованиям механизма роста трещин посвящены работы многих авторов, но полного понимания его природы и характеристик развития не достигнуто. Началом научного подхода в этом направлении считаются опыты А.А. Гриффитса с образованием трещин в стекле. На основании проведенных измерений А.А. Гриффитс [59] сформулировал следующее условие распространения трещины: количество освобожденной энергии при снятии упругой деформации должно быть достаточным для образования свободных поверхностей. При проведении экспериментальных работ выяснилось, что энергозатраты на разрушение значительно превышают энергию вновь образуемых свободных поверхностей.

Ирвин предположил [47], что отмеченный избыток энергии затрачивается на развитие трещины. Автор работы [60] предложил объяснять более высокий по сравнению с энергией свободных поверхностей уровень энергозатрат при росте трещины состоянием временно устойчивого динамического равновесия в её устье, возникающем в условиях предельно-напряженного состояния. По его представлению в предельно напряженном состоянии находятся молекулярные связи одного или нескольких рядов на некотором отдалении от устья трещины. В непосредственной близости от устья напряжения минимальны. При росте напряжений происходит разрыв молекулярных связей в N -ом отдаленном от устья трещины ряду, находившемся в предельно-напряженном состоянии. После этого напряжения снизятся за счет перехода энергии разрушения в теплоту и энергию свободных поверхностей. Дальнейшее накопление напряжений

приводит после достижения предельно-напряженного состояния к разрыву связей $N-1$ наиболее отдаленного от устья трещины ряда. Таким образом, характер процесса представляется циклическим с повторением цикла: рост напряжений – разрыв связей. Предполагается два варианта окончания процесса: снижение внешнего притока энергии, необходимого для достижения предельно-напряженного состояния и прекращение роста трещины; полное разрушение объекта.

А.Д. Борулев и др. [61, 62] разработали модель деформирования и разрушения пород для использования в расчетах подземных сооружений, основанную на следующих упрощениях и допущениях:

- иерархическая система трещин в массиве пород представлена: дефектами микроструктуры - микротрещинами длиной $L \sim 10^{-6}$ м (трещины первого ранга); трещинами по границам зерен длиной $L \sim 10^{-4}$ м (трещины второго ранга); трещинами, определяющими естественную трещиноватость однородного массива, длиной $L \sim 10^{-2}$ м (трещины третьего ранга); трещинами, формирующими блочную структуру массива, длиной $L \sim 10^{-1} - 10^0$ м (трещины четвертого ранга);
- микротрещины имеют дискообразную форму, а трещины более высоких рангов – форму трехзвенного разреза;
- массив пород представляет собой статистически однородную среду, трещины первого ранга распределены в нем равномерно и ориентированы хаотически;
- накопление микротрещин происходит статистически равномерно в поле однородных напряжений (в достаточно малом объеме среды);
- нарушение равномерности накопления дефектов происходит при образовании скоплений трещин первого ранга и их слиянием с трещинами более высоких рангов под действием разрушающих напряжений;
- процесс разрушения заключается в образовании трещин первого ранга, их росте, слиянии друг с другом и трещинами более высоких рангов;

- рост трещин второго и более высоких рангов обусловлен их слиянием с трещинами первого ранга;
 - при достижении растущим кластером размеров, присущих трещинам более высокого ранга, он приравнивается к ним;
 - кластеры, обусловленные ростом микротрещин, образуют вторичную нарушенность кусков породы, намеченных трещинами более высоких рангов;
- процесс накопления и слияния трещин является стохастическим и рассматривается с вероятностных позиций;
- при сохранении напряжений на уровне поддерживающем разрушение микротрещины гарантированно сливаются с другими, если они возникли на расстояниях, не превышающих собственной длины.

Механизм деформации породы предполагается следующий: первая стадия (упругая) – накопление напряжений при незначительной деформации; вторая стадия (пластическое деформирование) – равномерное накопление трещин первого ранга и раскрытие трещин второго и более высоких рангов; третья стадия (запредельных деформаций) – множественное, лавинообразное образование микротрещин, интенсивное вторичное дробление; четвертая стадия (деформирование зернистой среды) – порода полностью раздроблена на куски. Считается, что данный механизм соответствует случайному процессу Пуассона, при этом процесс возникновения и слияния трещин является однородным, обладает свойствами ординарности потока, отсутствует последствие, вероятность события пропорциональна длине промежутка. При использовании принятых допущений получается, что вероятность слияния трещин при действии разрушающих напряжений зависит от их числа и размера.

Развитие микротрещин в допредельной стадии объясняется наличием зон перенапряжений у трещин высокого порядка. Причем распределение этих зон является равномерным в пределах исследуемого массива пород.

Увеличение интенсивности роста микротрещин в запредельной стадии объясняется ростом макронапряжений.

Относительно предположений и допущений, сделанных в работе [61], следует заметить, что построенная модель содержит ряд противоречий или неточностей:

- представляется, что в связи с большей прочностью зерен пород по сравнению с цементом вероятность разрушения по межзерновым контактам будет значительно превышать вероятность разрушения зерен;
- в соответствии с положением о вторичном дроблении размер куска, образованного трещинами второго порядка, подлежащего вторичному дроблению составит 0,1 мм;
- предположение о развитии микротрещин в допредельной стадии только в зонах перенапряжений у трещин более высокого порядка автоматически включает режим слияния трещин.

Принятые в модели допущения об однородности среды, равномерности распределения трещин, равномерности накопления трещин и т.д. вместе с отмеченными неточностями приводят к возможности получать при её использовании результаты, не только не соответствующие реальности, но и противоречащие ей.

Г.П. Черепанов [63], обратил внимание на скачкообразное развитие дефектов и порционное выделение энергии при нарушении связей на определенном уровне (микроуровне). При этом элементарный квант выделяется при нарушении связей определенного размера, характеризующего расстояние между микроэлементами.

В.М. Потураев и др. [64] использовали методику Г.П. Черепанова для расчетов энергетических характеристик процесса разрушения углей.

М.В. Кавлакан [65] рассматривает распределение напряжений вокруг выработки, пройденной в неоднородной среде (разностях) упругих и изотропных пород. Результаты расчетов показали, что в условиях неоднородной структуры вмещающих пород: в кровле выработки появляются

растягивающие напряжения, что объясняет обрушение пород кровли, снижается коэффициент концентрации напряжений в зоне опорного давления по сравнению с рассмотрением случая однородной среды, причем, чем меньше отношение модулей Юнга непосредственной и основной кровель, тем ниже уровень концентрации напряжений вокруг выработки.

Авторы работы [66] предложили производить приближенную оценку начальных напряжений в массиве пород по данным геофизических измерений расстояния до наиболее удаленной зоны дезинтеграции из горных выработок с использованием констант, определенных лабораторными экспериментами и шахтными замерами.

С.Ф. Алексеенко [67, 68] предложил эмпирическую методику оценки интенсивности горного давления в нетронутом массиве при отсутствии сил, вызванных тектоническими аномалиями.

А.Б. Байбатчаев считает [69, 70], что влияние физико-механических свойств горных пород на естественное поле напряжений выражается через отношение предела прочности при одноосном сжатии к пределу прочности при растяжении σ_c/σ_p , которое, по его мнению, учитывает анизотропию прочностных свойств в различных структурных формах месторождений. На основе положений: о полном напряжении σ_n как сумме векторов нормальных главных напряжений, о реализации тектонических напряжений в интенсивности трещиноватости пород и данных измерений главных нормальных напряжений в трех взаимно перпендикулярных направлениях методом разгрузки в скважинах, пробуренных из подготовительных выработок. А.Б. Байбатчаев получил корреляционную зависимость полных напряжений σ_n от глубины залегания, интенсивности трещиноватости и отношения σ_c/σ_p для условий Джекказганского месторождения с его характерными геолого-тектоническими особенностями. Показателем уровня напряженного состояния пород предложено считать отношение σ_n/σ_c [84].

Н.А. Жданкин и С.Б. Колоколов [71] высказали предположение, что в связи с оценкой напряжений через измерение деформаций, считающихся в

основном упругими, получаемые результаты могут полностью не соответствовать реальному состоянию массива. Дело в том, что в реальности на упругие деформации накладываются пластические, сопровождающиеся микроразрыхлением и дилатансией, причем коэффициент разрыхления может иметь значение, превышающее 1,2.

А.Н. Ставрогин [72] и И.Л. Черняк [73] считают, что основную долю смещений пород составляют смещения, обусловленные разрыхлением. Возникающая вокруг выработки зона неупругих деформаций принимает форму, вытянутую в направлении меньшего главного напряжения, поэтому максимальные смещения фиксируются в направлении меньшего главного напряжения массива, а минимальные – в направлении большего. Исследователь, интерпретирующий деформации как упругие, получает полностью искаженную картину распределения напряжений. Исследования, выполненные А.Н. Ставрогиным и др. [74], показали, что при деформации под боковым давлением происходит ослабление связей между зернами, из которых состоит горная порода. Необратимая деформация развивается по контактам между зернами без их нарушения. С увеличением бокового давления площадки отрыва уменьшаются до минимального размера равного размеру зерна, а плоскость сдвига представляет собой лестницу.

2 МЕТОДИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ФРАКТАЛЬНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ТРЕЩИНОВАТЫХ ПОРОДНЫХ МАССИВОВ, ВМЕЩАЮЩИХ ГОРНЫЕ ВЫРАБОТКИ

2.1 Фрактальная размерность как мера неровностей поверхностей трещин в горных породах

Фракталы позволяют описывать многие природные формы и создавать компьютерную имитацию природных явлений [75-79]. Фрактальные формы самоподобны и независимы от масштаба и определения его. Фракталы создаются в результате конструкционных процедур или алгоритмов, повторяющихся многократно, и идеально удовлетворяющих требованиям к компьютерам.

Итеративные и рекурсивные процедуры построения фрактальной кривой [75] заключаются в следующем. Простой линейный отрезок делится, к примеру, на три отрезка, средний отрезок замещается двумя равными отрезками, составляющими часть равностороннего треугольника. На следующем этапе конструирования каждый из четырех отрезков замещается четырьмя новыми отрезками длиной, равной $1/3$ длины замещаемого отрезка, составленными так же, как построенный образец. Эта процедура повторяется снова и снова, в результате получается снежинка фон Коха.

Описанный процесс является иллюстрацией создания с помощью последовательного приближения различных комплексных форм. В отличие от эвклидовых форм эта кривая при любом масштабе длины будет иметь одну и ту же форму. Она является самоподобной – это очень важное свойство фрактальных объектов. Каждая малая её часть при увеличении может заменить её большую часть, то есть кривая является инвариантом относительно изменения масштаба. На каждом этапе построения длина кривой увеличивается в $4/3$ раза. Хотя алгоритм построения кривой фон Коха достаточно просто представить, он удобен для программирования, но это не алгебраическая формула. Свойство самоподобия, или масштабное копирование, наблюдаемое у линии побережья в виде кривой фон Коха, –

одно из основных во фрактальной геометрии, являясь основой создания системы измерений.

Если взять одномерный объект, например, отрезок прямой линии, который обладает свойством масштабного копирования и разбить его на N одинаковых частей, то каждая из них будет иметь размер, определяемый уменьшением масштаба с отношением $r = 1/N$ от целого. Подобно этому двумерный объект, такой как площадь поверхности в плане, может быть разделен на N самоподобных частей, каждая из которых будет уменьшена в масштабе на величину $r = 1/\sqrt{N}$. Трехмерный объект, подобный твердому телу в форме куба, может быть разделен на N маленьких кубиков, каждый из которых будет уменьшенной в масштабе с отношением $r = 1/\sqrt[3]{N}$ копией большого куба. Самоподобие является основой формирования фрактальной размерности.

D -размерный самоподобный объект может быть разделен на N маленьких копий, каждая из которых будет уменьшена в масштабе на величину r , где $r = 1/\sqrt[D]{N}$ или

$$N = 1/r^D . \quad (2.1)$$

Произведя обратное преобразование, получим, что самоподобный объект из N частей с масштабным отношением каждой части r от целого имеет фрактальную размерность

$$D = \lg N / \lg (1/r) . \quad (2.2)$$

Фрактальная размерность в отличие от большинства евклидовых размерностей не является обязательно целым числом. Отрезок кривой фон Коха включает 4 отрезка, каждый из которых уменьшен в масштабе на $1/3$ его величины. её фрактальная размерность $D = \lg 4 / \lg 3 = 1,26$. Это нецелая размерность, большая 1, но меньшая 2, отражает свойства кривой. её значение говорит о том, что кривая это нечто большее, чем прямая линия ($D = 1$), но меньше, чем евклидова площадь в плане ($D = 2$). Мандельброт дал много вариантов построения кривой фон Коха. Например, отрезок делится на

8 частей, каждая из которых равна $1/4$ его первоначальной длины. Фрактальная размерность в этом случае равна

$$D = \lg 8 / \lg 4 = 1,5.$$

Если отрезок разбивается на 9 частей, каждая длиной в $1/3$ от целого, то в этом случае

$$D = \lg 9 / \lg 3 = 2.$$

При изменении D от 1 до 2 получаемая кривая меняется от относительно линейной до очень извилистой в плане. В пределе при $D = 2$ получается кривая Пеано, или кривая «заполняющая пространство». Хотя кривые фон Коха имеют фрактальную размерность между 1 и 2, они все являются кривыми с топологической размерностью, равной 1.

Самоподобная кривая фон Коха может рассматриваться как грубая модель морского побережья, но она отличается от линии побережья в одном принципиальном аспекте. При увеличении отрезки линии морского побережья визуально кажутся подобными, но никогда не бывают точно подобными отрезки разного масштаба. Концепция фрактальной размерности предполагает возможность её применения к статистически самоподобным объектам.

При измерении длины береговой линии, чем более мелкие колебания её формы учитывать, тем длинней она становится. Прогулка по пляжу всегда заставляет покрывать большее расстояние, чем движение по соответствующему береговой линии шоссе. Вообще, каждый малый участок береговой линии визуально подобен, но не точно подобен, большему отрезку.

При $D > 1$ с уменьшением единицы измерения, используемой для определения длины береговой линии, измеренная длина последней увеличивается. Реальная береговая линия характеризуется фрактальной размерностью D около 1,15-1,25, что близко к размерности $\lg 4 / \lg 3$ кривой фон Коха.

Свойства объектов, называемые статистическим самоподобием, заключающиеся в некоторых отличиях в деталях в различных масштабах длин, являются главной характерной особенностью фракталов в природе. Береговая линия является случайной в том смысле, что, в отличие от кривой фон Коха, крупномасштабный вид недостаточно точно прогнозируется в деталях при увеличении мелкомасштабного изображения.

Нерегулярная фрактальная поверхность имеет большую фрактальную размерность, чем простая поверхность ($D = 2$), так, нерегулярная поверхность может иметь размерность $D = 2,2$. Фрактальная размерность береговой линии на единицу меньше фрактальной размерности нерегулярной поверхности и равна $D = 1,2$.

2.2 Фрактальные модели случайных процессов

Изменения во времени имеют много тех же самых подобий в различных масштабах, что и пространственные формы. Непредсказуемые изменения любого количества V за время t известны в физике как шум. Существует ряд типичных шумов $V(t)$ со спектральной плотностью $S_V(f)$, дающей оценку среднеквадратичных отклонений частоты f и, следовательно, изменений временного масштаба размером $1/f$.

«Белый» шум наиболее случайный. Он может воспроизводиться с помощью генератора псевдослучайных чисел и является полностью некоррелированным от начала до конца. Его спектральная плотность - горизонтальная линия, представляющая равные суммы во всех частотах, подобно белому свету. Броуновское движение, или случайное блуждание, наиболее коррелированный из рассматриваемых шумов. Он состоит больше из низкочастотных, чем высокочастотных колебаний и его спектральная плотность весьма крута. Она изменяется как $1/f^2$. Формально, Броуновское движение - интеграл от «белого» шума. Промежуточный тип шума известен как « $1/f$ -шум» из-за функциональной формы спектральной плотности. Вообще, термин $1/f$ -шум применяется к любому колеблющемуся количеству $V(t)$ с $S_V(f)$, изменяющейся как $1/f^b$, где $0,5 < b < 1,5$. Оба, «белый» и $1/f^2$

шумы, хорошо известны в математике и физике. $1/f$ -шум представляет собой наиболее общий вид шума из найденных в природе.

Одной из наиболее используемых моделей случайных фракталов найденных в природе (горные массивы, облака) является дробное Броуновское движение (ДБД), представляющее собой расширение основной концепции Броуновского движения, игравшего важную роль в физике и математике. Почти все графические компьютерные модели природных объектов основаны на расширении ДБД на более высокие размерности, такие как фрактальный Броуновский пейзаж.

Дробное Броуновское движение, $V_H(t)$, является функцией одного переменного t (обычно время). По внешнему виду графики ДБД напоминают очертания гор или колебания экономического переменного. Формально, это приращения ДБД (различные для разных периодов времени), которые дают шумы. Масштаб изменения различных графиков ДБД характеризуется параметром H в диапазоне $0 < H < 1$. Когда H близок к нулю, графики наиболее извилисты, в то время как при значениях H , близких к единице, они относительно гладки. Параметр H связывает типичное изменение V , $\Delta V = V(t_2) - V(t_1)$ с изменением времени $\Delta t = t_2 - t_1$ в соответствии с простым законом:

$$\Delta V \propto \Delta t^H. \quad (2.3)$$

В обычном Броуновском движении сумма независимых приращений или шагов изменяется как корень квадратный из числа шагов. Поэтому графику Броуновского движения соответствует $H=1/2$.

ДБД, вычисленный по формуле (2.3), отличен от статистически самоподобной линии побережья и точно самоподобной кривой Коха.

Если самоподобные формы повторяются статистически или точно при увеличении, то графики ДБД повторяются статистически только, когда t и V прирастают на различные величины. Если время (t) увеличить в r раз, то есть t становится $r \times t$, то V должен быть увеличен на величину r^H , то есть V

принимает значение $r^H \times V$. Для случайного блуждания ($H = 1/2$) увеличение времени (t) в четыре раза приводит к увеличению V в два раза. Это неоднородное (неравномерное) масштабное копирование, где формы статистически постоянны при изменении значений на различную величину и разных суммах приращений, называется самоафинным.

Фракталы, подобно традиционным евклидовым формам, обычно уменьшают свою размерность на единицу при пересечении с плоскостью. Так, пересечение твердой 3-мерной сферы с плоскостью является собой 2-мерную круговую область. Пересечение этой области с другой плоскостью позиционируется как 1-мерный линейный отрезок и пересечение этого отрезка с некоторой другой плоскостью – 0-мерная точка. Аналогично пересечение фрактальной кривой на плоскости (с фрактальной размерностью $1 < D < 2$) с прямой линией есть множество точек с размерностью $D-1$. Выбирая направление пересечения линии устраняют одну из координат, это дает возможность уменьшить самоафинную кривую к самоподобному множеству точек. Нулевое множество ДБД рассматривается как пересечение графика $V_H(t) = 0$. Нулевое множество – множество разъединенных точек с топологической размерностью равной нулю и фрактальной размерностью $D_0 = 1 - H$ меньшей 1, но большей 0. Хотя график $V_H(t)$ – самоафинный, нулевое множество – самоподобно.

Фрактальная размерность $D = D_0 + 1$ самоафинного ДБД находится, таким образом, в простой связи с масштабным параметром H :

$$D = 2 - H . \quad (2.4)$$

Моделирование поверхности обобщением графиков ДБД было впервые предложено Мандельбротом [77-78]. Единственная переменная может заменяться координатами x и y на плоскости, чтобы получить $V_H(x, y)$ поверхностную высоту в координатах x, y . В этом случае высотные изменения любой прямой, являющиеся частью постоянной скорости изменений в $x \times y$ -плане, являются дробным Броуновским движением.

Изменения движений на расстоянии Δr в $x \times y$ -плане ($\Delta r^2 = \Delta x^2 + \Delta y^2$) при высотных изменениях ΔV дают

$$\Delta V \propto \Delta r^H. \quad (2.5)$$

Фрактальная размерность D должна быть больше топологической размерности 2 плоскости. Здесь, $D = 3 - H$ для фрактальной поверхности $V_H(x, y)$.

Пересечение в вертикальном плане с поверхностью (x, y) самоафинных графиков характеризуется H и имеет фрактальную размерность на единицу меньше, чем сама поверхность.

Подобно нулевому множеству $V_H(x, y)$ это пересечение с горизонтальной поверхностью имеет фрактальную размерность $D = 2 - H$. Это пересечение, продуцирующее семейство (возможно несоединенных) кривых, формирует береговую линию $V_H(x, y)$ поверхности. Так как две координаты x и y эквивалентны, береговая линия самоподобного множества $V_H(x, y)$ самоподобна. Самоподобная линия побережья остается статистическим инвариантом при изменении масштаба.

Некоторые виды поверхностей не являются инвариантными из-за самоафинности вычислений. При виде вблизи фрактальной поверхности типа земной она кажется более крутой. С другой стороны, та же самая поверхность при виде издалека, например, с искусственного спутника Земли, кажется почти ровной. Если ΔV определяется Δr , то увеличение расстояния рассмотрения при $F > 1$ приводит к росту горизонтального масштаба в F раз, а вертикального – только в F^H раз. При $H < 1$ вертикальный масштаб увеличивается меньше, чем горизонтальный и поверхность выравнивается.

Это обобщение ДБД может быть распространено на более высокие размерности, например, на моделирование распределения плотности $V_H(x, y, z)$.

ДБД генерируется в соответствии с формулой (2.5), где теперь

$$\Delta r^2 = \Delta x^2 + \Delta y^2 + \Delta z^2.$$

По аналогии с формулами (2.3) и (2.5) фрактальная размерность

$$D = 4 - H \quad (2.6)$$

для фрактального облака $V_H(x,y,z)$.

Нулевое множество $V_H(x,y,z) = \text{const}$ теперь дает самоподобный фрактал $D = 3 - H$ такой, как фрактальные хлопья.

Статистическое самоафинное Броуновское движение V_H является хорошей математической моделью многих природных процессов и форм. Как функция одного переменного ($E = 1$) ДБД является хорошей математической моделью шумов, случайных процессов и музыки. При $E = 2$ ДБД моделирует фрактальные пейзажи и случайные поверхности, а при $E = 3$ ДБД генерирует хлопья и облака. Во всех этих случаях результаты вычислений характеризуются или H , или фрактальной размерностью D . Другой характеристикой является спектральный показатель β .

Случайные функции во времени $V(t)$ часто характеризуются их спектральной плотностью $Sv(f)$. Если мы имеем $V(t)$ на входе в узкополосный частотный фильтр с частотой f и шириной полосы частот Δf , то $Sv(f)$ является квадратом выходящей из фильтра величины $V(t)$, деленной на Δf , то есть $Sv(f) = |V(t)|^2 / \Delta f$ дает информацию о временной корреляции $V(t)$. Чем меньше угол между $Sv(f)$ и осью ординат, тем спокойней колебания $V(t)$. Спектральный показатель β точно также влияет на изменение характеристик графиков шумов, как показатель H на изменение характеристик графиков ДБД. Связь между тремя равноценными характеристиками D , H и β функции ДБД E переменных следующая:

$$D = E + 1 - H = E + (3 - \beta) / 2. \quad (2.7)$$

При H , изменяющемся от 0 до 1, D охватывает диапазон $E < D < E + 1$ и $\beta - 1 < \beta < 3$. При величине $H \cong 0,8$, найденной эмпирически, получаются хорошие модели многих природных явлений.

В обычном определении Броуновское движение $V_H(t) = V_H(t)$ для $H = 1/2$ есть сумма независимых приращений или импульсов. Формально, $V_H(t)$ – это интеграл Гауссовского «белого шума» $W(t)$

$$V_H(t) = \int_{-\infty}^t W(t) \cdot dt . \quad (2.8)$$

Так как единичный импульс за время t_i вызывает из-за скачкообразной функциональной зависимости скачок величины A_i (Гауссовское случайное изменение) в $V(t)$, Броуновское движение можно равноценно рассматривать как совокупность перемещений серии независимых скачков. Характеристика такого импульса $A_i P(t-t_i)$ имеет форму скачкообразной функции с $P(t) = 1$ при $t > 0$ и $P(t) = 0$ при $t \leq 0$. Таким образом, $V_H(t)$ может быть также описан как сумма независимых отрезков в случайном, распределенном по закону Пуассона, времени t_i .

$$V_H(t) = \sum A_i P(t - t_i) . \quad (2.9)$$

Эта последняя формулировка Броуновского движения может быть полезна тем, что используя ее, можно создавать фрактальные сферы.

Таким образом, понятна связь между многими с виду сложными формами в реальном мире и статистически самоподобными и самоафинными фракталами. Математические основы фрактальной геометрии и соотношения между фрактальной размерностью D , H параметром ДБД и спектральной плотностью, оцениваемой показателем β , дают возможность моделирования трещин в породах, их поверхности, ширины раскрытия и её изменения во времени, распределения трещин в массиве пород, формы отдельностей и блоков массива, поверхности кровли выработки, в том числе и арочной формы.

2.3 Методические принципы моделирования развития трещин в горных породах

Обычно в механике разрушения трещину всегда упрощенно представляют в виде линии в двумерной системе координат. Поверхности

трещин в горных породах неровные, что обусловлено нерегулярными размерами, формой и ориентацией зерен, распределением примесей и дефектов. По мере роста метаморфизма углей, пласты которых вмещают осадочные породы, неровность поверхностей зерен, слагающих породу, возрастает [1]. Как правило, в связи с тем, что прочность зерен пород выше прочности их сцепления между собой, разрыв происходит между зёрнами, и трещина распространяется вдоль границ зерен. Образующиеся поверхности трещин нерегулярны. Как показали исследования Ф.И. Грохотова, форма поверхности трещины, видимая невооружённым глазом, при увеличении в 120 крат, 2750 крат, 20000 крат, 90000 крат практически не меняется. То есть, изменение масштаба рассмотрения не приводит к изменению наблюдаемой формы. Таким образом, поверхность трещины и её проекцию на плоскость можно считать самоподобными и моделировать с помощью фракталов [80-83]. В качестве модели трещины в двумерной системе координат используется кривая фон Коха. С учетом неровности поверхности трещины критическая сила растяжения трещины определяется по формуле:

$$F = 2a \cdot d^{1-D}, \quad (2.10)$$

где a – удельная энергия разрушения;

d – диаметр породного зерна;

D – фрактальная размерность, зависящая от неровности поверхности зерен.

Удельная энергия разрушения (2а) зависит от состава цемента, заполняющего межзерновое пространство, и степени метаморфизма.

Распространение области разрушения в горных породах, то есть области распространения трещин, можно моделировать с помощью нагруженного фрактального дерева [76]. Такая модель позволяет получить статистическое описание распространения области разрушения при масштабно - инвариантном механизме переноса нагрузки. При этом когда нагрузка достигает некоторой предельной величины, модель позволяет

имитировать разрушение структуры, обеспечивает возможность определения пороговых значений нагрузки, при которых разрушение не происходит, а также позволяет варьировать значения прочности, нагрузки, высоты дерева, числа уровней и исследовать процесс разрушения.

Предположим, что в простом фрактальном дереве, у которого из каждой вершины выходят два ребра, образующие между собой угол ν , вертикальная нагрузка приложена к вершине $n = 0$. На n -ом уровне существует 2^n ребер, соединяющих каждую вершину $(n-1)$ -го порядка с двумя вершинами n -го порядка. Высота n -го уровня равна $h_n = h_1 / 2^{n-1}$ и в два раза меньше высоты $(n-1)$ -го уровня. Полная высота дерева определится как $H = \sum h_n = 2 h_1$.

При отсутствии процесса разрушения нагрузка на каждое ребро на n -ом уровне составляет $F_n = F \cdot (\cos(\nu/2))/2^n$.

Неоднородность реальной структуры приводит к разнообразию значений разрушающего напряжения $F_n^{\text{разр}}$ для ребер n -го уровня. При моделировании значений разрушающего напряжения с помощью распределения Вейбулла вероятность P_n разрушения, то есть вероятность того, что нагрузка на ребро F_n превысит разрушающую нагрузку $F_n^{\text{разр}}$, определится по формуле:

$$P_n = P \{ F_n^{\text{разр}} < F_n \} = 1 - \exp (- (F_n / F_{on})^2), \quad (2.11)$$

где F_{on} – прочность ребер n -го уровня.

При этом если одно из ребер n -го уровня разрушается, то приложенная к нему нагрузка переносится на соседнее ребро n -го уровня, выходящее из той же вершины $(n-1)$ -го уровня. Второе ребро в паре может также разрушиться от дополнительной нагрузки с некоторой условной вероятностью $P_n^{1,2}$ того, что разрушающее напряжение ($F_n^{\text{разр}}$) меньше двойной нагрузки ($2 \times F_n$), если оно больше F_n . При разрушении ребер n -го уровня нагрузка с вершины $(n-1)$ -го уровня, из которой они выходят, полностью снимается и её воспринимает ребро $(n-1)$ -го уровня, входящее в

вершину. Определив вероятность P_{n-1} разрушения ребра на $(n-1)$ -м уровне, можно определить зависимость вероятности разрушения ребер на $(n-1)$ -м уровне от вероятности разрушения ребер на n -м уровне.

$$P_{n-1} = 2 P_n (1 - (1 - P_n)^4) - P_n^2. \quad (2.12)$$

Формула (2.12) описывает распространение разрушения по дереву и применима ко всем уровням структуры. График зависимости P_{n-1} от P_n представляет собой кривую, пересекающую прямую, идущую из начала координат под углом 90° , в точке с координатой P_c по оси P_n . При этом предельный уровень вероятности обозначает переход от состояния, при котором области разрушения остаются ограниченными ($P_n < P_c$), к состоянию, при котором области разрушения неограниченно растут и массив разрушается под действием нагрузки ($P_n > P_c$).

Формула (2.12) при $P_n < P_c$ формирует последовательность убывающих значений вероятности разрушения при убывании n ; при $P_n > P_c$ создается последовательность возрастающих значений вероятности разрушения при убывании n .

При росте нагрузки, которая зависит от времени нагружения, вероятность может достигать предельной величины. При этом происходит разрушение непосредственной кровли пласта в связи с большим объемом разрушенной (нарушенной большим количеством трещин) части пород. Процесс разрушения характеризуется длиной распространения разрушения – числом уровней (слоев пород), на которые распространяется разрушение. При значениях вероятности меньше предельного длина распространения конечна, при достижении предельного значения разрушение распространяется на все слои непосредственной кровли.

Поверхность трещины моделируется фрактальной поверхностью в соответствии с формулой (2.5) при $\Delta r^2 = \Delta x^2 + \Delta y^2$, причём зависимость неровности трещин в породах от метаморфизма углей, вмещаемых этими породами, имитируется параметром H .

Фрактальная размерность поверхности трещины будет

$$D = 3 - H.$$

Модель блока отдельности пород получается, если в формуле (2.5)

$$\Delta r^2 = \Delta x^2 + \Delta y^2 + \Delta z^2.$$

Фрактальная размерность блока, отдельности определится как

$$D = 4 - H.$$

Таким образом, фрактальные модели позволяют адекватно описывать трещиноватый массив вокруг горных выработок выемочных участков и объективно выявлять момент потери устойчивости кровли.

3 ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОД КРОВЛИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И УГОЛЬНЫХ ЗАБОЕВ ЛАВ

3.1 Основные принципы обеспечения устойчивости трещиноватых горных пород

Развитие трещиноватости горных пород в процессе поддержания выработок может приводить к их обрушению. Последнее происходит после достижения определенной степени поражённости пород непосредственной кровли трещинами [84-85] .

Исследуя процесс образования трещин с использованием формулы (2.10), можно заключить, что для пород с одинаковой удельной энергией разрушения, чем меньше диаметр зёрен, тем выше прочность. При моделировании трещины на плоскости графиком дробного броуновского движения в соответствии с формулой (2.4) параметр H является показателем извилистости линии. Увеличение неровности поверхности зёрен пород по мере роста метаморфизма, вмещаемых ими пластов угля, имитируется изменением параметра H , что ведёт к изменению показателя степени в формуле (2.10) и повышению расчётной величины критической силы растяжения трещины. Большая величина силы растяжения трещины свидетельствует о меньшей трещиноватости пород. Поэтому прочность пород с ростом метаморфизма увеличивается.

Представляет интерес сравнение удельной работы, которую нужно совершить для разделения двух поверхностей единичной площади в различных породах. Для определения сравнительных величин удельной работы в формулу (2.10) следует подставить вместо F средние значения предела прочности пород на растяжение параллельно слоистости, принимая диаметр зерен средним для данного типа пород. Для сравнительных расчетов можно принять следующие значения диаметров зерен: песчаник мелкозернистый -10^{-2} см, песчаник среднезернистый -5×10^{-2} см, песчаник

крупнозернистый – 10^{-1} см; алевролит – 5×10^{-3} см; аргиллит – 10^{-3} см; известняк – 10^4 см.

Расчеты показывают, что, если принять величину удельной работы, которую нужно совершить для разрушения двух поверхностей единичной площади в аргиллите за 1, то величина удельной работы по разделению их в известняке составит 0,7, в песчаниках – 3,0; в алевролите – 1,5.

Относительная величина критической силы F растяжения трещины при принятом для аргиллитов значении $F = 1$ составит для известняка 1,6; алевролита – 1,2; крупнозернистого песчаника – 1,3; мелкозернистого песчаника – 2,0.

Трещины в аргиллитах образуются при меньших величинах напряжений, чем в других породах. Наименее трещиноваты мелкозернистые песчаники. При изменении прочности межзернового цемента изменяется величина удельной работы образования свободных поверхностей. В соответствии с формулой (2.10) критическая сила растяжения трещины прямо пропорциональна удельной работе. При наличии включений более крупных зерен в однородных породах критическая сила растяжения трещин снижается. Расчеты свидетельствуют, что при среднем диаметре зерен 10^{-2} см включение с зернами диаметром 5×10^{-2} см уменьшает критическую силу растяжения трещины на 35%.

Рост напряженности массива горных пород при проведении горной выработки приводит к деформации приконтурного слоя пород. При этом, если действующие напряжения меньше $(0,4-0,7)F_x$, трещины не образуются. При величине напряжений растяжения в направлении слоистости $(0,4-0,7)F_x < \sigma < F_x$ происходит образование трещин расслоения. При $\sigma > F_x$ образуются не только трещины расслоения, но и трещины, пересекающие слои пород.

В соответствии с формулой (2.12) обрушение пород происходит при достижении предельной величины уровня трещиноватости. Численная реализация [76] соотношения (2.12) показывает, что предельная величина

вероятности, при которой область разрушения в непосредственной кровле пласта затухает, $P_C = 0,2063$.

Предельная вероятность разрушения достигается при соотношении нагрузки и прочности ребер равном 0,4807. При превышении величины предельной вероятности разрушения структуры на n -ом уровне область разрушения охватывает все уровни структуры и происходит обрушение пород непосредственной кровли. Изменение вероятности разрушения непосредственной кровли пласта, представленной породами различных типов, различно. Условием начала перемещения блоков пород в кровле горной выработки друг относительно друга является превышение значением ширины раскрытия трещины максимального размера неровности её поверхности.

3.2 Количественная оценка устойчивости кровли в призабойном пространстве лав

Существуют различные подходы к оценке устойчивости кровли очистных выработок. При этом в качестве измерителя используется время обнажения кровли. Характеристикой устойчивости считается продолжительность устойчивого состояния обнаженной кровли определенной ширины и протяженности за исполнительным органом выемочной машины.

Если определить устойчивость кровли в лавах как её способность к смещению (опусканию) в призабойном пространстве без обрушения, то появляется возможность количественной оценки устойчивости на основе установления связи способности пород к смещениям без обрушений, с площадью и временем стояния обнажений кровли. Чем выше устойчивость кровли, тем больше значения смещений её без обрушений блоков пород. Каждому типу кровли по устойчивости можно поставить в соответствие свой уровень предельного значения смещений без обрушения пород ($\omega_{\text{пред}}$).

Приближенно за предельный уровень смещения пород можно принять её фиксированное значение при креплении лавы деревянными стойками. Известно, что в этом случае предельные смещения в 4-5 м от забоя могут достигать: при устойчивой кровле – 600-800 мм, при кровле средней устойчивости – 400-500 мм, при малоустойчивой кровле – 250-300 мм, при неустойчивой кровле – 100-120 мм [86-87].

Величина опусканий пород кровли в лавах зависит от многих факторов, которые можно учесть, поэтому её можно рассматривать как случайную. Тогда приведенные выше значения предельных смещений пород различной устойчивости можно считать отличающимися от средних значений (математическое ожидание величины смещения кровли) на утроенную величину среднеквадратичного отклонения теоретического распределения. Для упрощения можно принять гипотезу нормальности распределений. В этом случае вероятность получения вышеприведенных значений опусканий кровли при замерах в лаве не превысит 0,001. В то же время использование этих значений для количественной оценки устойчивости кровли является вполне корректным. На основе расчета предельных смещений кровли можно относить кровли к различным типам по устойчивости [86].

Средние значения скорости смещений кровли по разным данным [88, 89] составляют от 70 до 100 мм в сутки. Для использования расчетных данных о предельных смещениях пород кровли различной устойчивости при выборе технологии очистных работ необходимо соотносить их с информацией о предельном времени обнажения участка кровли определенных размеров, содержащейся в известных классификациях пород по устойчивости.

Сопоставление различных классификаций показывает, что заложенные в них технологические признаки устойчивости кровли весьма отличаются. Так, в классификации П.В. Васильева и С.И. Малинина [9] определяются размеры незакрепленного пространства за широкозахватным комбайном, на

котором кровля может сохранять устойчивость в течение смены, а в классификации ВНИМИ [6] приводятся данные о допустимом отставании процесса крепления в пространстве и во времени от процесса выемки при челноковой схеме работы узкозахватного комбайна. Для сравнения представлений авторов различных классификаций об устойчивости кровли необходимо применение интегрального показателя. Таким показателем может являться произведение площади незакрепленного пространства кровли S за исполнительным органом выемочной машины и времени пребывания его в устойчивом состоянии [90].

Линии, ограничивающие области различных типов кровли в плоскости $S \times t$ можно рассматривать как гиперболические кривые. Тогда для каждой кривой будет справедливо равенство

$$(S - b_i) \times (t - a_i) = T_i, \quad (3.1)$$

где T_i – постоянная величина для каждой кривой (граничной линии), как условная технологическая характеристика кровли;

a_i и b_i – смещение оси для i -ой граничной линии.

Величины a_i и b_i учитывают тот факт, что предельные значения площади, сохраняющей устойчивость, различны для каждого типа кровли. Установление этих величин может быть предметом специальных исследований. Анализ возможного положения граничных линий показал, что для практических расчетов можно использовать упрощенную формулу:

$$S \cdot t = T. \quad (3.2)$$

Следует заметить, что площадь и время обнажения кровли пласта оказывает определяющее влияние на величину нагрузки, действующей на непосредственную кровлю пласта. Поэтому технологическая характеристика кровли отражает предельную величину нагрузки, при которой породы кровли не разрушаются.

Для установления значений T_i используются сведения о технологических признаках устойчивости кровли. Длина участка обнажения

может приниматься по данным авторов классификаций кровли по устойчивости. Время t принимается по тем же источникам, не учитывающим неравномерность обнажения кровли по длине лавы. При расчетах полагается, что крепь начинает поддерживать кровлю непосредственно у забоя и отставанием крепи в исходном положении можно пренебречь. В то же время ширина обнаженного участка кровли за исполнительным органом комбайна принимается равной сумме ширины захвата или шага передвижки секций механизированной крепи и отставания консоли перекрытия от забоя в исходном положении. Результаты расчетов показали значительные отличия значений T_i в разных классификациях (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Сравнение величины технологической характеристики кровли в классификациях различных авторов

Класс устойчивости кровли	Устойчивость кровли	Технологическая характеристика кровли, ($T=S \times t$), м ² ·ч			
		по П.В. Васильеву и С.И. Малинину	по ДонУГИ	по С.Т. Кузнецову	по А.Б. Байбатчаеву*
1	Весьма устойчивая	∞	> 700	300 – 700	> 72000
2	Средней устойчивости	130 – 300	20 – 700	100 – 300	12000 – 72000
3	Мало-устойчивая	40 – 70	2 – 20	2 – 100	240 – 1200
4	Неустойчивая	1 – 2	< 2	1 – 2	2 – 20
5	Весьма неустойчивая	–	–	< 1	< 2

Примечание: В классификации А.Б. Байбатчаева [91] приводятся другие названия классов устойчивости кровли

Возникает вопрос, какая из приведенных классификаций наиболее полно соответствует современным представлениям об устойчивости кровли. В технических характеристиках струговых механизированных комплексов обычно указывается, что они должны эффективно работать при кровле не ниже средней устойчивости. Если перемножить минимально необходимую

площадь и время обнажения кровли при струговой выемке, то получим величину $T \geq 1320 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$. Сравнивая полученное значение T с данными табл. 3.1, видим, что всем классификациям, кроме классификации А.Б. Байбатчаева [91], такая кровля относится к первому классу, а по классификации А.Б. Байбатчаева она попадает во второй класс.

Технология струговой выемки участками предлагается для малоустойчивой кровли при технологической характеристике $T = 440 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$. По ДонУГИ – это 2-ой класс кровли, по А.Б. Байбатчаеву – 3-ий, по С.Т. Кузнецову – 1-ый.

При неустойчивой кровле применяется выемка диагональным забоем, при этом $T = 200 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$. По А.Б. Байбатчаеву – это между 3-тим и 4-тым классами, по остальным классификациям – 2-ой.

Если, представленные в колонке 4 табл. 3.1 сведения о величине технологической характеристике кровли изменить таким образом, чтобы не было разрыва значений между соседними классами получится следующая классификация устойчивости кровли в призабойном пространстве лав:

весьма устойчивая – $T \geq 72000 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$;

средней устойчивости – $1200 \leq T \leq 72000 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$;

малоустойчивая – $20 \leq T \leq 1200 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$;

неустойчивая – $1,5 \leq T \leq 20 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$;

весьма неустойчивая – $T < 1,5 \text{ м}^2 \cdot \text{ч}$.

Пользуясь полученными граничными условиями, можно соотнести современные виды технологии очистных работ с устойчивостью кровли (табл. 3.2).

Таблица 3.2

Соответствие технологии выемки угля в лаве горно-геологическим условиям по фактору устойчивости кровли

Пределная конвергенция пород $\omega_{\text{ПРЕД}}$, мм	Устойчивость кровли	Технологическая характеристика кровли	Допустимая технология выемки угля в лаве
--	---------------------	---------------------------------------	--

		$T, \text{ м}^2 \cdot \text{ч.}$	
600 - 800	Весьма устойчивая	> 72000	Струговая выемка, комбайновая по односторонней схеме
400 - 500	Средней устойчивости	$1200 - 72000$	Струговая выемка, комбайновая по односторонней схеме с завершением цикла в смену
250 - 300	Малоустойчивая	$20 - 1200$	Струговая выемка участками, комбайновая – заходками
100 - 120	Неустойчивая	$2 - 20$	Комбайновая выемка по челноковой схеме, при широкозахватной выемке крепь возводится вслед за комбайном
–	Весьма неустойчивая	< 2	Непосредственная кровля вынимается вместе с углем или упрочняется

3.3 Исследование устойчивости угольного забоя при подвигании забоев лав по восстанию пласта

Известно, что практически все исследователи отмечают, что в лавах, движущихся по восстанию, значительно интенсифицируется отжим угля в призабойной части пласта. При этом уголь из верхней пачки может попадать в рабочее пространство лавы, что приводит к травматизму рабочих, аварийности оборудования, а также к дополнительным затратам труда на уборку угля. Однако до настоящего времени ни параметры отжима, ни условия, при которых обрушение верхней угольной пачки в забое может представлять опасность, не определялись. В этой связи очевидна необходимость в проведении специальных исследований. Методика проведения и результаты таковых исследований отражены в работах [92, 93].

В процессе исследований определялись возможные варианты механизма движения угля из верхней пачки после его отделения от массива. По выявленным вариантам разрабатывались математические модели формирования потока отбитого угля. Затем обосновывались критерии безопасности, при выполнении которых практически исключались бы травматизм рабочих и аварийность оборудования из-за выпадающего из верхней пачки угля. По полученным формулам определялись граничные условия допустимости эксплуатации серийных струговых установок при возможных значениях ограничивающих факторов.

За признак, разделяющий различные варианты механизма движения

угля после отделения от массива, была принята траектория перемещения его центра тяжести. Было выделено три возможных варианта, которые представлены на рис. 3.1.

Первый вариант (рис. 3.1, а) предполагает движение отделившегося угля по прямой вертикально вниз. Это самый распространённый случай при струговой выемке угля, когда нижняя часть пласта разрушается стругом, а верхняя образует нависающую консоль, которая под действием собственной массы, отжима или иных сил отделяется от массива угля и кровли и свободно падает вниз.

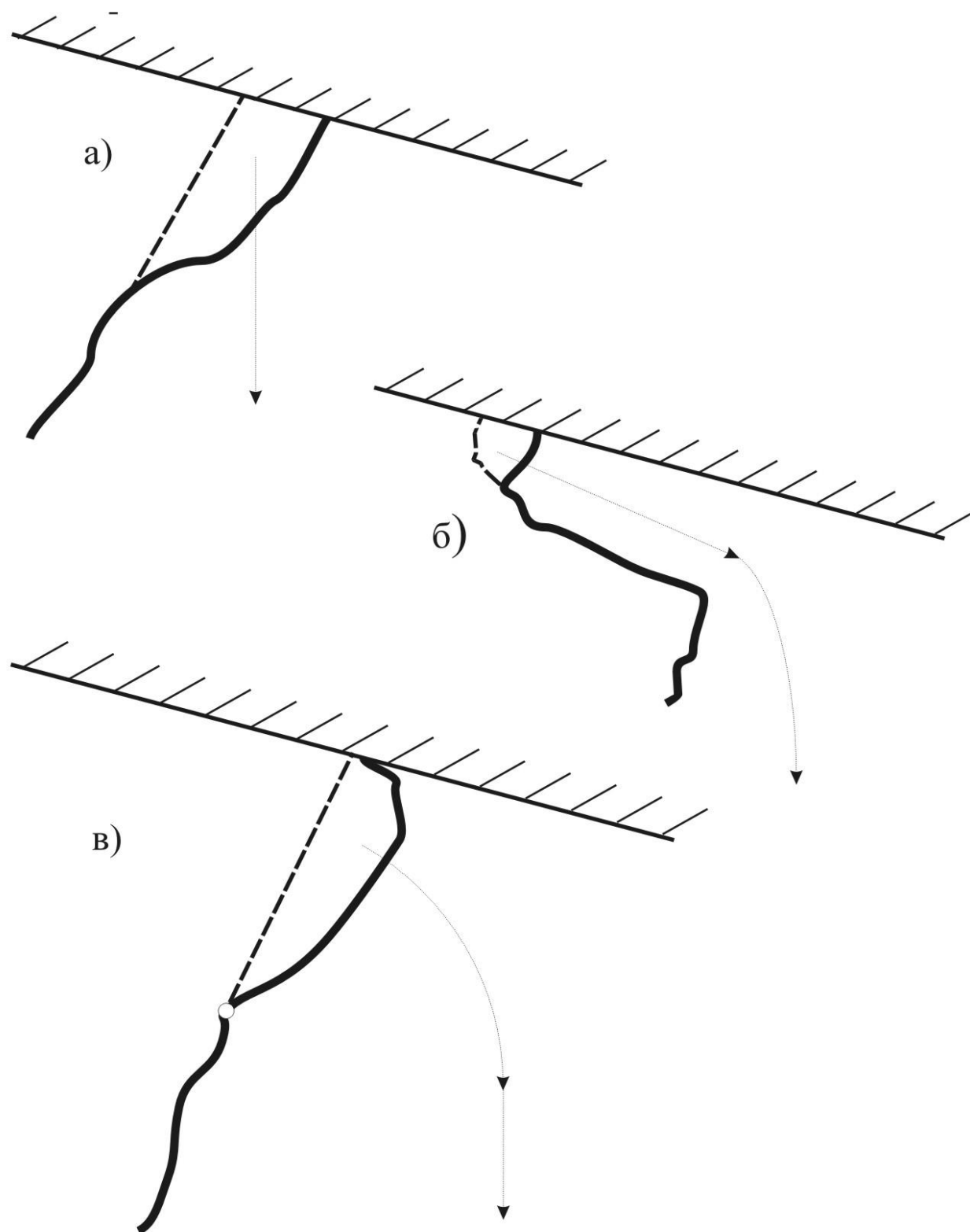


Рис. 3.1. Варианты механизма обрушения верхней пачки угля:

--- – линия отделения угля от массива;

—→ – траектория движения центра тяжести отделившегося угля;

○ – точка центра вращения

По второму варианту (рис. 3.1, б) вначале имеет место движение по откосу массива угля, а затем следует свободный полёт по параболе вниз. Этот вариант возможен в случае активного проявления горного давления. При этом отжимается верхняя часть пласта, а на неразрушенном массиве угля образуется наклонная плоскость, по поверхности которой может скользить или скатываться уголь. Падение последнего происходит по параболе потому, что при движении по откосу он приобретает горизонтальную составляющую скорости.

Третий вариант (рис. 3.1, в) предполагает движение центра тяжести угля по окружности вокруг точки, служащей опорой этому углю. Этот вариант возможен, если уголь от массива будет отделяться по поверхности близкой к нормальной к напластованию в виде отдельных пластин, колонн или плит, которые, падая, будут поворачиваться вокруг точки опоры, расположенной в их нижней части.

Возможность обрушения верхней угольной пачки по первому варианту существует при отсутствии плотной спайки угля с вышележащими породами (это необходимое условие для применения струговой выемки, так как до сего времени отсутствуют серийные струговые установки, способные разрушать пласт угля на полную мощность).

Для исследования вероятности обрушения верхней пачки пласта можно воспользоваться фрактальной моделью С. Солла и определить её по формуле:

$$P = 1 - e^{-\left(\frac{F_{py}}{F_{ny}}\right)^2}, \quad (3.3)$$

где F_{py} – разрушающее усилие, кН, F_{ny} – прочность угля в зоне разрушения, кН.

Проведенные исследования показали, что наиболее вероятен первый вариант обрушения, ибо вероятность реализации второго ниже на 23%, а третьего – на 33% [83].

Разрушающее усилие, возникающее в верхней зоне нависающей консоли угля, район точки «А» в плоскости очистного забоя (рис. 3.2), определяется по формуле:

$$F_{py} = \gamma_y l_k \sin\alpha + 3\gamma_y l_k^2 \cos\alpha / m_k, \quad (3.4)$$

где γ_y – объёмный вес угля, по данным [94] он изменяется от 12,26 до 17,33 кН/м³, а по [95] средние значения для антрацитов Донбасса составляют 16,19 кН/м³, а каменных углей – 13,24 кН/м³;

l_k – длина консоли угля, м;

m_k – мощность консоли угля, м;

α – угол падения пласта, град.

Так как усилие по формуле (3.4) будет разрывающим, следует сравнить его с предельными значениями прочности угля на разрыв. По данным [95] более 90% углей Донбасса имеют прочность на разрыв от 932 до 3490 кН/м².

На рис. 3.3 показана зависимость вероятности обрушения зависающей верхней неразрушаемой стругом пачки угля, составленной из слабых антрацитов, от угла падения пласта. Длина консоли принята 0,83 м, то есть максимально допустимая по струговой технологии. Из полученных графиков видно, что при толщине пачки угля 5 см вероятность обрушения составляет всего от 0,350 до 0,404, при 10 см – от 0,105 до 0,121, а при 15 см – от 0,049 до 0,056. Причём с возрастанием величины угла падения пласта наблюдается уменьшение вероятности обрушения.

Поэтому, исходя из вероятности обрушения верхней пачки угля, для всех вариантов безопасные условия ведения очистных работ по восстанию необходимо определять при максимальном технологически допустимом вылете зависающей консоли.

Если принять, что после падения куска угля из верхней части угольного пласта его центр тяжести будет находиться с забойной стороны от верхней кромки борта конвейера, то и весь кусок обязательно скатится в жёлоб конвейера. Тогда в первом варианте безопасными будут условия при

ВЫПОЛНЕНИИ

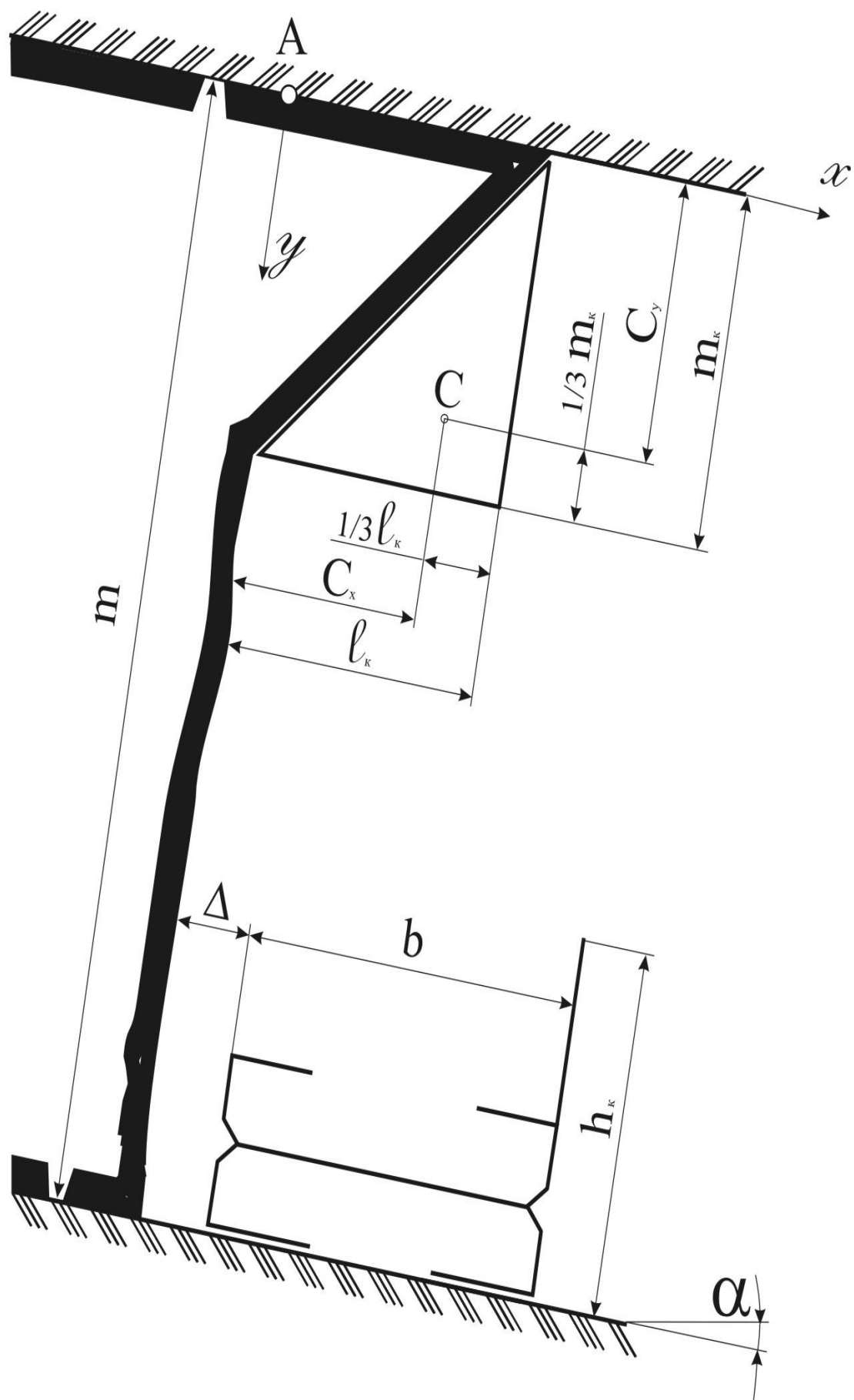


Рис. 3.2. Расчётная схема для первого варианта обрушения верхней пачки угля

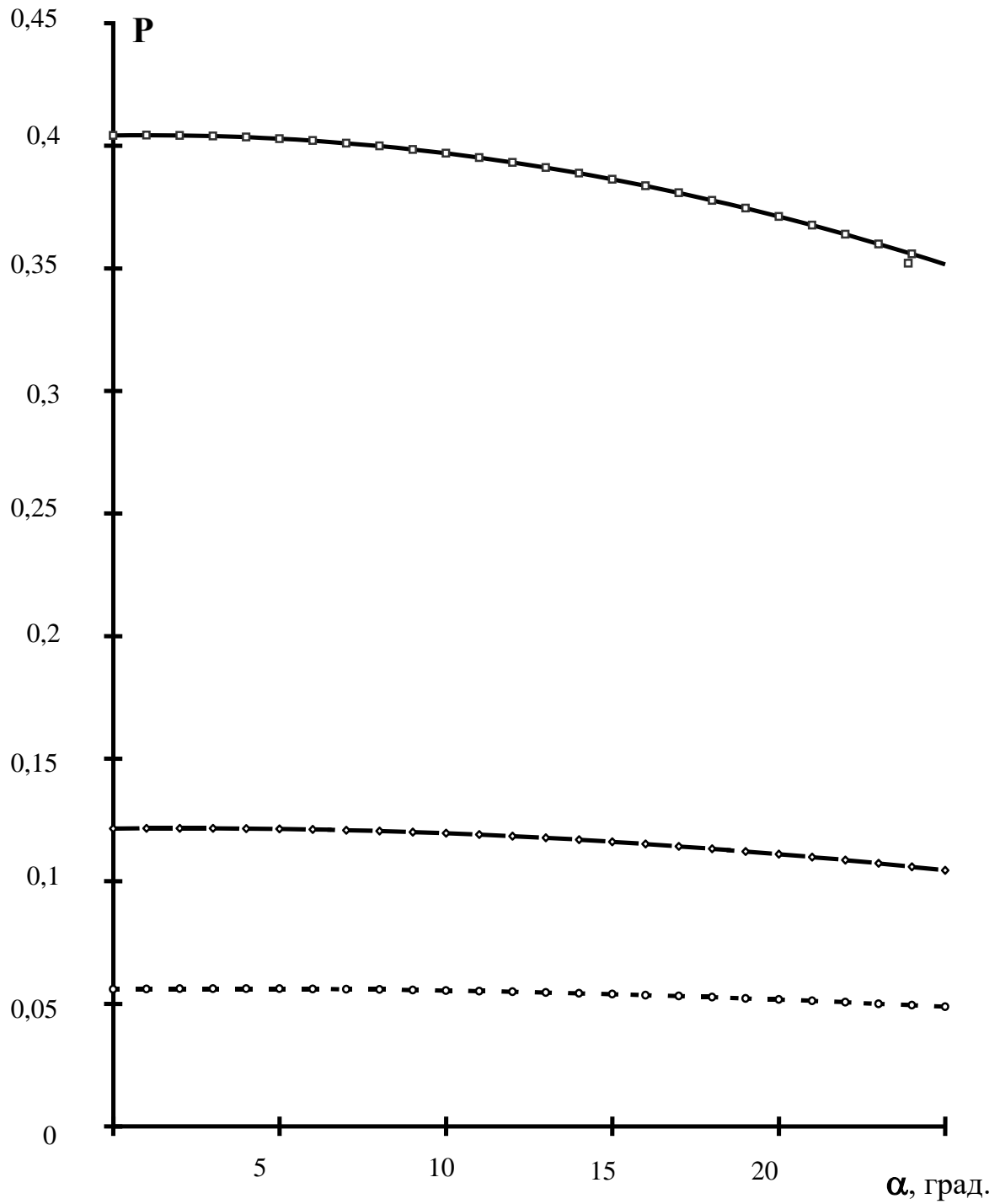


Рис. 3.3. Зависимости вероятности P обрушения верхней пачки угля от угла падения пласта α :

- - - - - при толщине верхней пачки угля 5 см;
- - - - - то же – 10 см;
- то же – 15 см

следующего неравенства:

$$b + \Delta > C_x + (m - h_k - C_y) \operatorname{tg} \alpha, \quad (3.5)$$

где b – ширина конвейерной установки на уровне верхней кромки борта конвейера, м;

Δ – величина недодвижки конвейера до забоя, м;

h_k – высота конвейерной установки с бортом, м

m – мощность пласта, м;

C_x и C_y – координаты центра тяжести падающего куска угля,

соответственно по оси "X" и "Y" (рис. 3.2), м.

Для прямоугольного сечения падающего куска угля

$$C_x = 0,5 l_k, \quad C_y = 0,5 m_k, \quad (3.6)$$

l_k – продольный размер куска угля (размер по оси "X"), м;

m_k – толщина куска угля (размер по оси "Y"), м.

Для прямоугольного треугольника центр тяжести находится на расстоянии, равном одной третьей части катетов, отложенной от прямого угла. Более сложные фигуры разбиваются на простые, а их общий центр тяжести находится по формулам:

$$C_x = \frac{C_{x1} \cdot S_1 + C_{x2} \cdot S_2 + \dots + C_{xn} \cdot S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n}, \quad (3.7)$$

$$C_y = \frac{C_{y1} \cdot S_1 + C_{y2} \cdot S_2 + \dots + C_{yn} \cdot S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n}, \quad (3.8)$$

где $C_{x1}, C_{x2}, C_{xn}, C_{y1}, C_{y2}, \dots, C_{yn}$ – координаты центров тяжести сечений, м;

S_1, S_2, \dots, S_n – соответственно площади сечений этих фигур, м.

Толщину обрушающегося куска угля можно определить как разность:

$$m_k = m - H_c, \quad (3.9)$$

где H_c – рабочая высота исполнительного органа струга, м.

Однако нужно учесть, что фактически при наличии плоскостей ослабления, часть неразрушаемого стругом угля может отслаиваться, а чем

тоньше пластина угля, тем при меньшей длине она больше склонна к облому. Вероятность попадания отделяющихся кусков угля в проход для людей будет тем большей, чем меньше мощность верхней пачки угля. Поэтому максимальное ужесточение требований безопасности необходимо при малых значениях толщины падающих слоёв. При расчётах можно принимать толщину слоя m_k равную 0,1 м.

Чем длиннее падающий кусок угля и чем длиннее консоль, от которой он отрывается, тем дальше он упадёт. При выемке струговыми комплексами длина консоли l_k технологически не может быть больше 0,83 м при своевременной передвижке крепи.

При треугольной форме сечения куска угля (рис. 3.2), отделяющийся уголь будет падать на максимально возможном расстоянии от забоя, при этом формула (3.5) примет вид:

$$b + \Delta > \frac{2}{3} l_k + (m - h_k - \frac{2}{3} m_k) \operatorname{tg} \alpha, \quad (3.10)$$

Условия безопасности по первому варианту обрушения для струговых установок приведены в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Условия безопасности при первом варианте обрушения верхней пачки угля

Условия безопасности	Величина неподвижки конвейера, м	Тип струговой установки				
		УСВ2		СО75	СН75	УСТ2М
		Мощность пласта, м				
		1,4	1,9	1,4	1,4	1,0
Безопасный вылет консоли угольной пачки при угле падения 18°, м	0,0	1,17	0,93	0,82	1,47	0,64
	0,2	1,47	1,23	1,12		0,94
То же, при угле падения 25°, м	0,0	1,02	0,65	0,67	1,26	0,53
	0,2	1,32	0,95	0,97		0,83
Безопасный угол падения пласта при вылете консоли угольной пачки 0,83 м, град.	0,0	32,5	20,7	17,5	37,9	5,0
	0,2	42,3	28,4	29,8		24,8

Необходимо отметить, что приведенные величины являются предельными только, при соблюдении вышеперечисленных ограничений, при других параметрах они могут быть значительно выше, например, при использовании струговых установок на пластах мощностью ниже. Так, струговая установка УСВ2 рекомендуется к применению в составе комплексов первого типоразмера при мощности пласта 1,4 м, а второго типоразмера – при мощности пласта 1,9 м.

Расчётная схема для второго варианта приведена на рис. 3.4. При этом безопасными будут считаться условия выполнения неравенства:

$$H < L \operatorname{tg} \beta_1 + g L^2 / 2 V^2 \cos \beta_1, \quad (3.11)$$

где H – расстояние по вертикали от точки А откоса (рис. 3.4) до верхней точки борта конвейера, м;

$$H = (b + \Delta) \sin \alpha + (m - m_c - h_k) \cos \alpha, \quad (3.12)$$

m_c – высота откоса, м;

L – расстояние по горизонтали от точки А откоса до верхней точки борта конвейера, м:

$$L = (b + \Delta) \cos \alpha - (m - m_c - h_k) \sin \alpha, \quad (3.13)$$

β_1 – угол наклона откоса в районе точки «А», то есть угол, под которым происходит вылет угля с откоса, град.

g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$;

V – скорость куска угля в момент отрыва от откоса в точке А, м/с.

При скольжении угля по поверхности откоса его скорость можно определить по формуле:

$$V^2 = 2 g [(m_c - d)(\cos \alpha + \mu_y \sin \alpha) + l_c (\sin \alpha - \mu_y \cos \alpha)], \quad (3.14)$$

а при качении куска угля по поверхности откоса, если уголь образует куски близкие по форме к цилиндру или шару из выражения:

$$V^2 = 1,33 g [(m_c - d) \cos \alpha + l_c \sin \alpha], \quad (3.15)$$

где μ_y – коэффициент внешнего трения уголь-уголь;

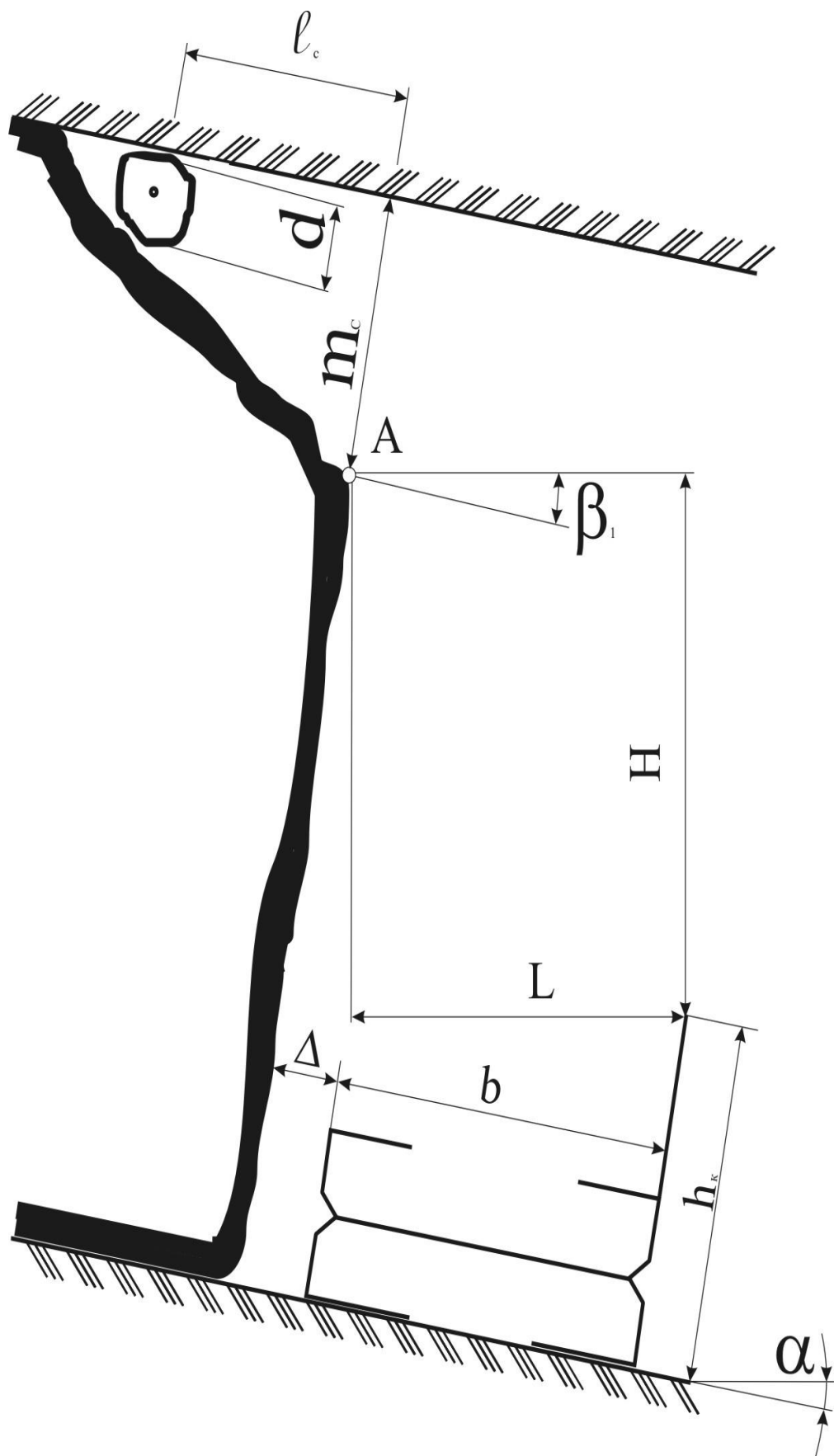


Рис. 3.4. Расчётная схема для второго варианта обрушения верхней пачки угля

l_c – глубина откоса, с которой начинается перемещение центр тяжести куска угля, м;

d – средний размер сечения куска угля, м.

Максимальный вылет куска угля будет при минимальных размерах падающего угля, поэтому для расчётов можно, как обосновывалось выше, принять $d = 0,1$ м.

Для расчёта максимального вылета следует принимать минимально возможное значение коэффициента внешнего трения движения уголь – уголь $\mu_y = 0,24$. По данным [95-97] $0,24 < \mu_y < 0,84$.

При скольжении угля по откосу до значений угла $\alpha < \arctg \mu_y$, то есть при $\alpha < 13,5^\circ$, максимальный вылет будет при $l_c = 0$; в случаях, когда $\alpha > 13,5^\circ$ и при любых значениях угла падения пласта качение куска угля будет сопровождаться наибольшим вылетом при наибольших значениях l_c . Исходя из практики, можно принять при $m < 1$ м – $l_c < 0,4$ м; при $1 < m < 1,4$ м – $l_c < 0,75$ м; при $1,4 < m < 1,9$ м – $l_c < 1$ м. Дальность полёта куска угля в значительной мере зависит от угла, под которым он "слетает" с откоса, то есть от угла β_1 , а так как случай, когда $\beta_1 < \alpha$, практически невозможен, то для расчёта максимального вылета следует принять $\beta_1 = \alpha$.

Для перечисленных выше условий величина безопасного угла падения пласта α определялась для значений $1,5 d > m_c > m - h_k$ с шагом 1 см. В табл. 3.4 заносились полученные при этом минимальные значения угла α .

Приведенные в табл. 3.4 значения углов являются предельно-минимальными для второго варианта обрушения верхней пачки. На практике они могут значительно превышать табличные значения. Это хорошо иллюстрируется на примере применения струговых установок СО75 и УСТ2М, для которых уменьшение вынимаемой мощности (на 0,2 м для СО75, а для УСТ2М всего на 0,05 м) позволило значительно расширить диапазон значений углов, определяющих условия безопасной выемки угля. Если в практике ведения очистных работ величина откоса не будет соответствовать табличной и будут учтены реальные значения μ_y и l_c , то это так же может значительно расширить диапазон безопасной эксплуатации струговых установок.

Таблица 3.4

Условия безопасности для второго варианта обрушения верхней пачки угля

Условия безопасности	Величина Δ , м	Тип струговой установки						
		УСВ2		СО75		СН75		УСТ2
		Мощность пласта, м						
		1,4	1,9	1,4	1,2	1,4	1,0	0,95
Безопасный угол падения пласта α , град: при скольжении угля по откосу при качении угля по откосу	0,0	22,4	0,0	0,0	19,3	20,7	8,2	21,4
	0,2	26,1	0,0	16,5	28,4		23,5	31,7
	0,0	19,3	0,0	7,8	20,2	21,2	19,5	24,6
	0,2	26,1	7,5	16,6	29,1		33,2	38,6
Величина откоса, при которой реализуется максимальная дальность вылета, (м): при скольжении угля по откосу при качении угля по откосу	0,0	0,37	0,6	0,49	0,32	0,42	0,36	0,27
	0,2	0,3	0,75	0,42	0,24		0,28	0,20
	0,0	0,24	0,75	0,42	0,22	0,30	0,23	0,48
	0,2	0,18	0,60	0,30	0,15		0,15	0,15

Расчётная схема механизма обрушения верхней пачки угля по третьему варианту представлена на рис 3.5.

При этом варианте обрушения наиболее жёсткие требования безопасности будут при допущении возможности отделения верхней части падающего угля в момент удара его о борт (или до этого момента). Исходя из этого, наибольшую опасность будет представлять уголь, обрушающийся при придвинутом вплотную к забою конвейере и высоте точки поворота, находящейся на одном уровне с верхней точкой рештака. Условие безопасности из решения прямоугольного треугольника будут иметь вид:

$$(m - h_p - m_o)^2 < (h_k - h_p)^2 + b^2, \quad (3.16)$$

где h_p – высота рештака конвейера, м;

m_o – мощность толщин отделяющегося при ударе о борт и способного попасть в рабочее пространство угля, м.

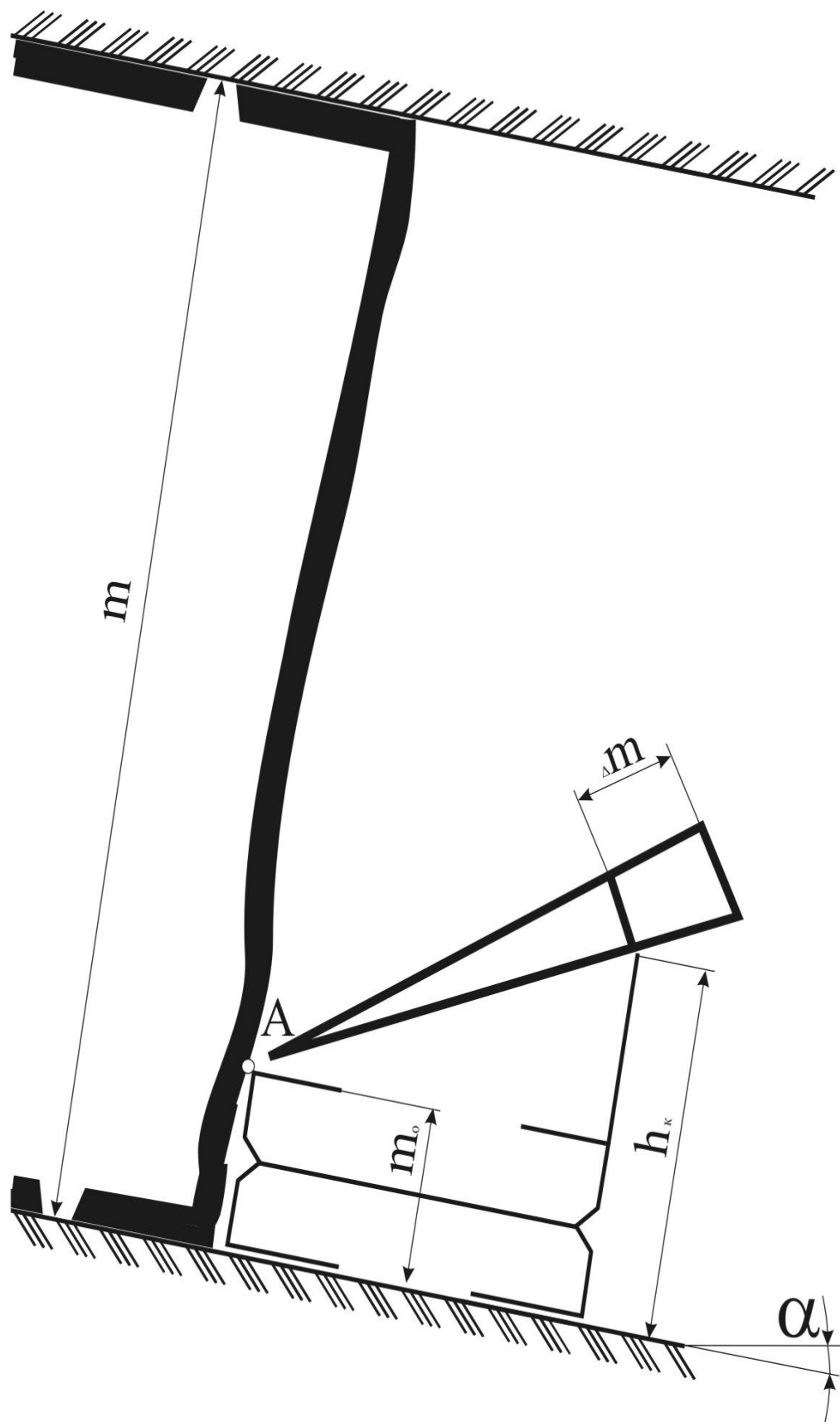


Рис. 3.5. Расчётная схема для третьего варианта обрушения верхней пачки угля

Ограничивающим фактором является только вынимаемая мощность пласта, а угол падения при этом варианте не оказывает никакого влияния. Полная безопасность при обрушении угля по третьему варианту реализуется при $m < 1,43$ м для УСВ2, при $m < 1,17$ м – СО75, при $m < 1,59$ м – СН75 и при $m < 0,93$ м – УСТ2М.

В табл. 3.5 приведены максимальные значения мощности и угла падения пласта, при которых полностью обеспечиваются безопасная эксплуатация струговых установок при выемке угля по восстанию при самообрушении верхней пачки угля, когда вылет консоли не превышает 0,83 м.

Для конкретных условий функционирования очистных забоев, в которых физико-механические свойства и строение пласта не позволят достичь значений характеристик, заложенных в расчётные формулы, безопасные значения мощности и угла падения пласта могут значительно превышать приведенные в табл. 3.5.

Таблица 3.5

Условия безопасности эксплуатации струговых установок при отработке запасов угля по восстанию пласта

Тип струговой установки	Мощность пласта, м	Угол падения пласта, град.
УСВ2	1,4	19,3
СО75	1,2	19,3
СН75	1,4	20,7
УСТ2М	0,95	17,3

3.4 Особенности взаимодействия механизированной крепи с кровлей при выемке угля по восстанию пласта

Специфика эксплуатации механизированных крепей при отработке запасов угля по восстанию пласта заключается в следующем:

1. Имеет место снижение устойчивости угольного забоя.

2. Появляется возможность перемещения пород кровли в плоскости пласта к выработанному пространству.

3. Уменьшение (вплоть до полного отсутствия) давления на ограждающий элемент секции крепи со стороны обрушенных пород в выработанном пространстве.

4. Активизация действия сил, влияющих на продольную устойчивость секций крепи и её элементов, при существенном снижении значений поперечных сил.

5. Прирост усилий, необходимых для передвижки крепи, конвейера и выемочной машины к забою.

Наименее изученными являются условия, определяющие наличие возможности опасных сползаний в выработанное пространство породных блоков, отделившихся от массива при движении забоя лавы по восстанию пласта.

При этом сдвигающее усилие возможно определить как составляющую веса блока, направленную вдоль линии падения пласта, а усилием, удерживающего блок от сползания, следует считать силу трения блока о перекрытие крепи и вышележащие слои породы, возникающую при распоре гидростоек.

Возможны два случая формирования силовых схем взаимодействия отделившегося блока с крепью и вышележащими породными блоками, представленные на рис. 3.6. Первая схема характеризуется тем, что вектор силы центра тяжести проходит перед последним рядом гидростоек (рис. 3.6, а), а вторая – за последним рядом (рис. 3.6, б).

Усилие, стремящееся сдвинуть породный блок к выработанному пространству, можно определить для обеих схем по формуле:

$$G_c = G_6 \sin \alpha, \text{ кН}, \quad (3.17)$$

где G_6 – вес породного блока, кН;

α – угол падения пласта, град.

Удерживающее от сползания усилие для первого варианта

определяется как

$$T = \mu_{\text{ст}} (R_1 + R_2) + \mu_{\text{шт}} N, \text{ кН}, \quad (3.18)$$

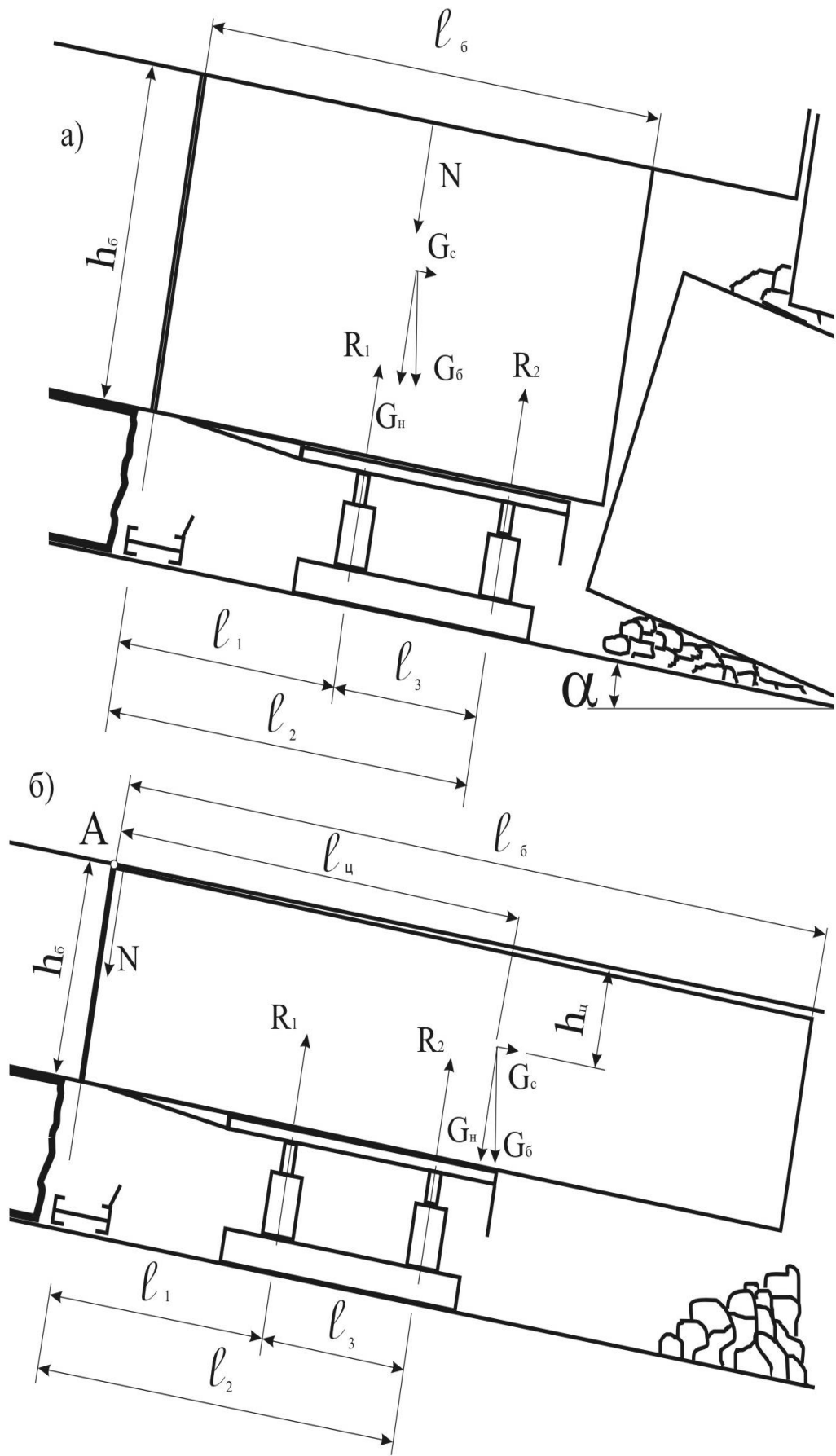


Рис. 3.6. Схемы взаимодействия отделившегося породного блока с крепью и вышележащей кровлей

где $\mu_{\text{сп}}$ и $\mu_{\text{пш}}$ – коэффициенты трения соответственно стали перекрытия о породу и породы о породу;

R_1 и R_2 – усилие, развиваемое гидростойками соответственно первого и второго рядов их, кН;

N – реакция пород массива, расположенного выше отделившегося породного блока, которая определяется из выражения:

$$N = R_1 + R_2 - G_{\text{н}}, \text{ кН}; \quad (3.19)$$

$G_{\text{н}}$ – нормальная составляющая веса породного блока, кН; $G_{\text{н}} = G_6 \cos \alpha$.

Сползание породного блока будет исключено при выполнении условия:

$$G_c < T, \quad (3.20)$$

или

$$R_1 + R_2 > G_6 (\sin \alpha + \mu_{\text{пш}} \cos \alpha) / (\mu_{\text{сп}} + \mu_{\text{пш}}), \quad (3.21)$$

Во втором случае главный вектор сил центра тяжести блока проходит в выработанном пространстве за вторым рядом. Усилия, развиваемые гидростойками крепи можно определить по схеме, представленной на рис. 3.6, б.

После отделения породного блока от массива он под действием силы тяжести начинает опускаться, вращаясь вокруг точки А. При этом гидростойки проседают, и они развивают усилие до значений, при которых прекращается движение блока, или до значений их номинального сопротивления. Условие равновесия относительно точки А будет представляться в виде:

$$R_1 l_1 + R_2 l_2 = G_{\text{н}} l_{\text{ц}} - G_c h_{\text{ц}}, \quad (3.22)$$

где $l_{\text{ц}}$ и $h_{\text{ц}}$ – координаты центра тяжести породного блока, м.

Если принять R_1 равным усилию распора гидростойки P_p , то R_2 будет рассчитано как:

$$R_2 = [G_6 (l_{\text{ц}} \cos \alpha - h_{\text{ц}} \sin \alpha) - P_p l_1] / l_2. \quad (3.23)$$

Если R_2 в результате вычислений получится меньшим P_p , то R_2

принимая равным P_p , а если R_2 будет больше значения номинального сопротивления гидростойки P_n , то R_2 принимаем равным P_n , а R_1 определяется по формуле:

$$R_1 = [G_6 (l_{ц} \cos\alpha - h_{ц} \sin\alpha) - P_n l_2] / l_1. \quad (3.24)$$

При $R_1 < P_p$, принимают $R_1 = P_p$, а при $R_1 > P_n$, можно сделать вывод, что при отделении породного блока от массива несущей способности секции крепи недостаточно, чтобы предотвратить движение блока. Условие предотвращения сползания блока также описывается формулой (3.20).

Для определения вероятности разлома пород непосредственной кровли, отслоившихся от вышележащего массива, можно воспользоваться формулой (3.3).

При этом максимальное разрушающее усилие, производное от породного блока и усилий крепи, действующее на единицу площади в нормальной плоскости пласта над линией очистных работ, можно определить по формуле:

$$F_{рп} = \gamma_n l_6 \sin\alpha + 3 \gamma_n l_6^2 \cos\alpha / h_6 - 6 (R_1 l_1 + R_2 l_2) / b_{кр} h_6^2, \quad (3.25)$$

где: γ_n – плотность пород блока, кг/м³;

l_6 и h_6 – соответственно длина и мощность породного блока, м;

$b_{кр}$ – шаг расстановки крепи, м.

Расчёты, выполненные по формулам (3.5) и (3.27), показали, что даже усилия начального распора гидростоек крепи исключают возможность разлома непосредственной кровли под действием собственной массы над линией очистной выработки забоя при первой схеме их взаимодействия.

На рис. 3.7 приведены графики зависимости вероятности разлома непосредственной кровли в зависимости от мощности нижнего породного слоя, сложенного из слабых пород, при первой схеме взаимодействия его с крепью (на примере комплекса КД80). Вероятности разлома определены относительно нормальной плоскости, близкой к линии забоя очистной выработки, в зависимости от мощности непосредственной кровли и для

различных углов падения пласта. Изменение угла падения пласта в пределах от 0 до 25° не оказывает существенного влияния. При этом вероятности достигают своих максимумов при мощности кровли 10-11 м, но даже эти максимальные значения

для слабых пород кровли не превышают 0,03, для пород средней прочности – 0,00065, а для крепких пород – 0,00016. Таким образом, можно считать разлом непосредственной кровли маловероятным событием. Поэтому по первой схеме образование породных блоков возможно только, если разлом кровли вызван геологическими или технологическими (например, подработкой) причинами.

Для второй схемы взаимодействия необходимо сравнить вероятность разлома нижнего слоя непосредственной кровли над забоем очистной выработки и на границе с выработанным пространством. На границе с выработанным пространством будет действовать разрушающее усилие, которое можно определить по следующей формуле:

$$F_{рв} = \gamma_{п} (l_6 - l_2) \sin\alpha + 3 \gamma_{п} (l_6 - l_2)^2 \cos\alpha / h_6 , \quad (3.26)$$

При выполнении неравенства

$$F_{рв} > F_{ро} , \quad (3.27)$$

вероятность разлома нижнего слоя непосредственной кровли на границе с выработанным пространством будет выше, чем над линией забоя лавы.

На рис. 3.8 показаны графики зависимости критической длины породной консоли от мощности нижнего слоя пород при различных углах залегания пласта. Влияние углов падения в пределах от 0 до 25° сказывается незначительно.

Значения мощности непосредственной кровли и длины консоли, находящиеся в зоне под графиками (рис.3.8), соответствуют условиям, при которых вероятность разлома пород в выработанном пространстве будет больше, чем над линией забоя лавы, а, следовательно, породные блоки, способные сдвигаться к выработанному пространству, образовываться не будут.

Если зависания консолей пород будут превышать значения, приведенные на графиках рис. 3.8, то для исключения сдвижения породных блоков необходимо предусмотреть мероприятия по разупрочнению кровли.

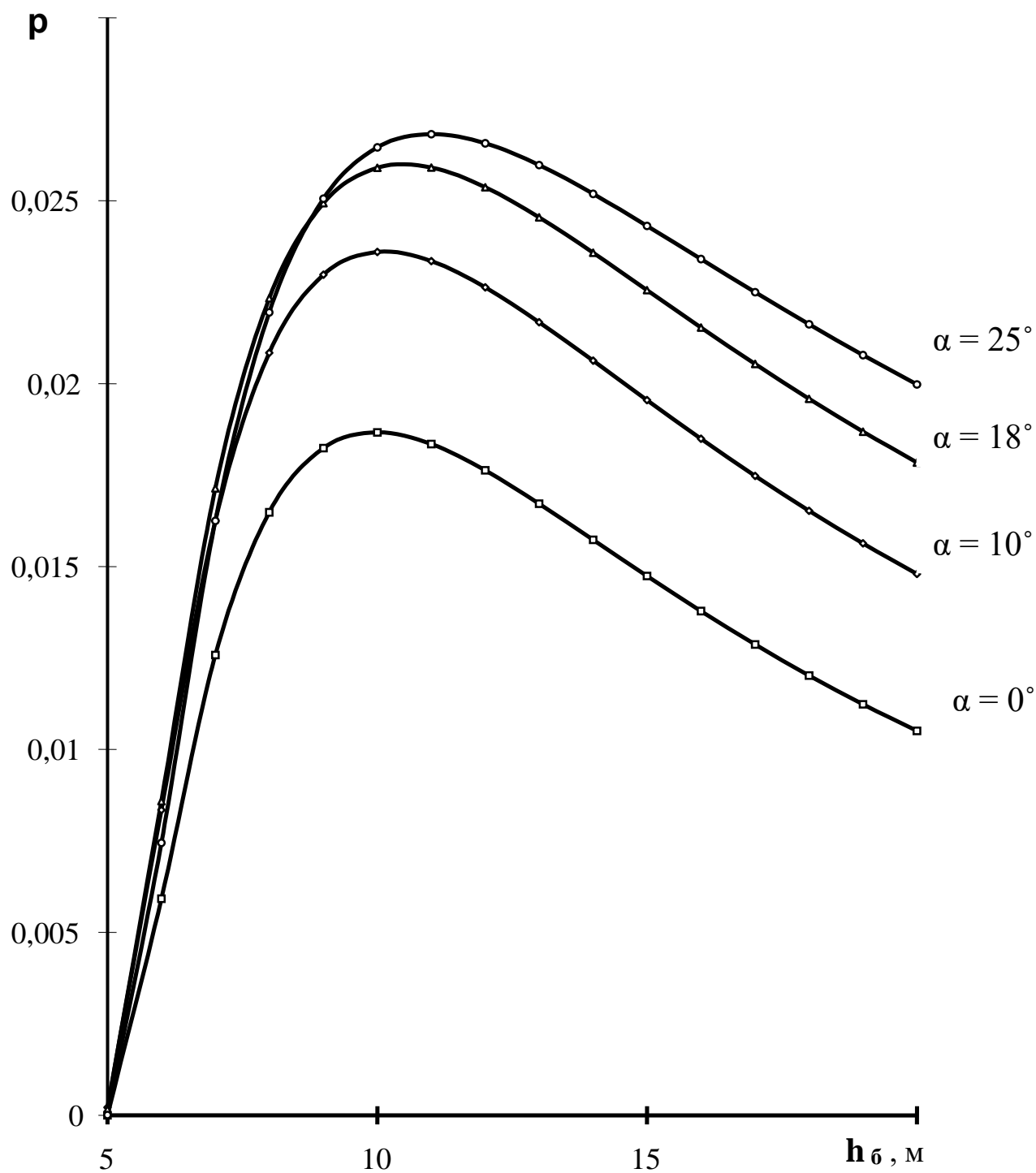


Рис. 3.7. Графики вероятности P разрушения непосредственной кровли над линией очистного забоя в зависимости от мощности нижнего породного слоя $h_{\text{б}}$

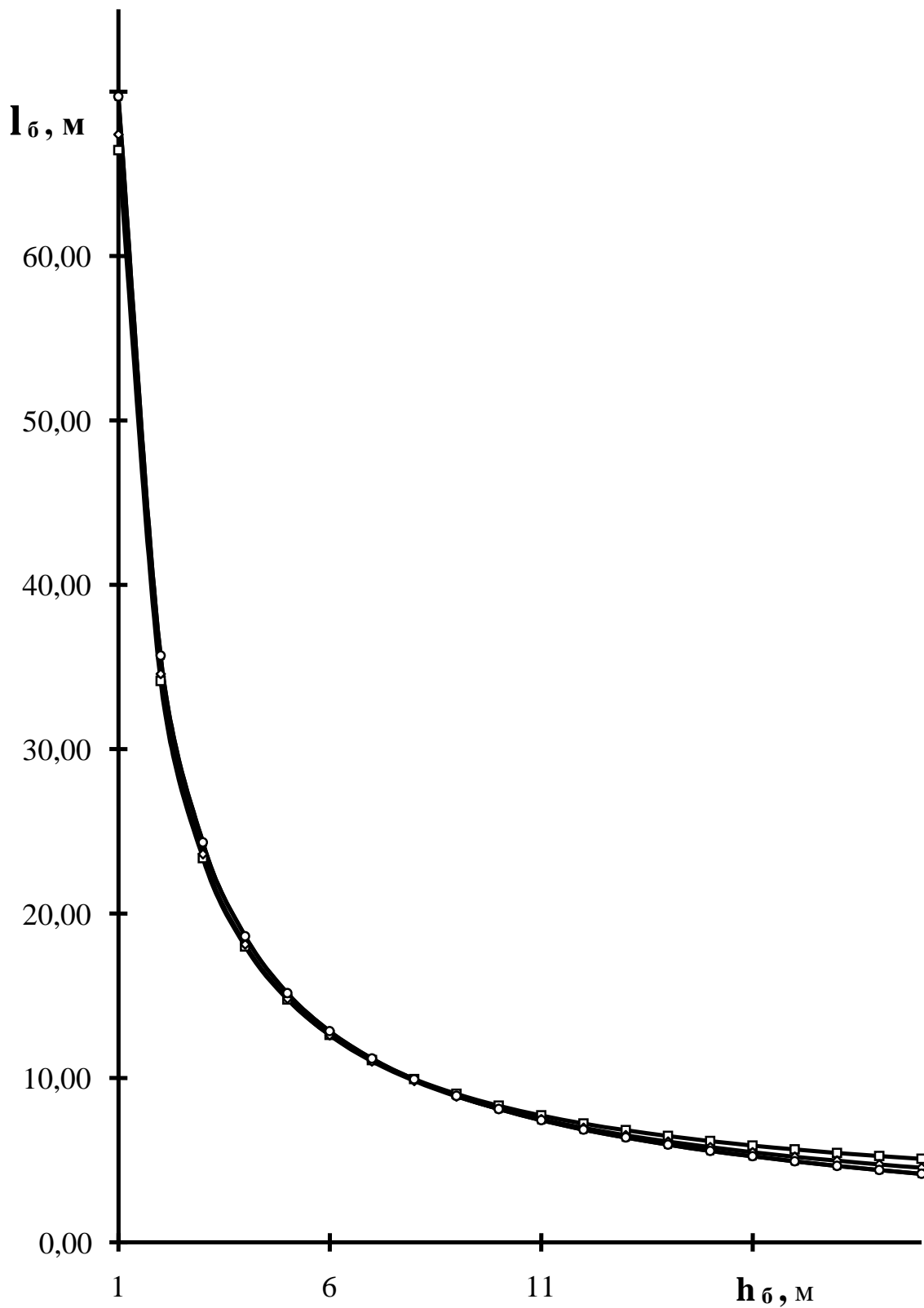


Рис. 3.8. Графики предельной длины зависящей породной консоли l_6 , исключающей образование породных блоков, в зависимости от мощности нижнего слоя непосредственной кровли h_6 при различных углах падения пласта ($0^\circ, 10^\circ, 18^\circ, 25^\circ$)

3.5 Оценка устойчивости заанкерованных пород кровли подготовительной выработки

По аналогии с технологической характеристикой кровли в очистных выработках показатель устойчивости пород в подготовительных выработках должен определять время устойчивого состояния обнажённой кровли. Существуют классификации, базирующиеся на соотношении времени устойчивого состояния пятиметрового пролёта кровли горной выработки и характеристик породы [10]. С использованием сведений о расстоянии между трещинами и ширине их раскрытия разработана классификация устойчивости кровли горных выработок (табл. 3.6). Данная классификация позволяет производить оперативное уточнение степени устойчивости пород, что необходимо в связи с изменением состояния в процессе поддержания выработок по причине появления трещин, роста их количества и ширины раскрытия.

Таблица 3.6

Количественная оценка устойчивости пород в горных выработках

Тип пород	Доля расстояний между трещинами более 100 мм в общей длине	Время устойчивого состояния пятиметрового пролёта выработки	Количество трещин на 1 м, трещ.	Суммарная ширина раскрытия трещин на 1 м, мм
Весьма устойчивые	0,90 – 1,00	≥ 1 г.	≤ 1	≤ 0,5
Устойчивые	0,75 – 0,90	≥ 1 мес.	1 – 5	0,5 – 5
Средней устойчивости	0,50 – 0,75	≥ 1 нед.	5 – 10	5 – 15
Неустойчивые	0,25 – 0,50	≥ 1 сут.	10 – 20	15 – 30
Весьма неустойчивые	≤ 0,25	< 1 сут.	> 20	> 30

Крепление выработки анкерами приводит к образованию геомеханической системы «анкерная крепь-порода», равновесное состояние которой определяется соотношением:

$$\sum_{i=1}^n P_i > F_{вн}, \quad (3.28)$$

где $\sum_{i=1}^n P_i$ – суммарная несущая способность анкеров на 1 м выработки;

$P_{вн}$ – внешняя нагрузка на анкерную крепь на участке выработки длиной 1 м.

Анкерная крепь, установленная в непосредственной близости к проходческому забою проводимой подготовительной выработки, испытывает небольшую нагрузку, обусловленную предварительным натяжением анкеров. С течением времени вокруг полости, образованной в породном массиве, под действием сконцентрированных гравитационных сил со стороны вышележащей толщи пород формируется зона неупругих деформаций и, как следствие, нагрузка на анкерную крепь увеличивается.

Многочисленными шахтными наблюдениями выявлен затухающий характер смещений пород во времени. Продолжительность и интенсивность этого процесса зависят от физико-механических свойств вмещающих пород и целого ряда горнотехнических факторов. Соответственно и рост внешней нагрузки носит затухающий во времени характер и на некотором отрезке времени t_1 компенсируется суммарной несущей способностью анкерной крепи. В этом случае условие (3.28) выполняется, а состояние выработки характеризуется как устойчивое. Очевидно, что промежуток времени t_1 может быть принят за наиболее вероятный срок устойчивого состояния выработки.

Вновь установленная анкерная крепь обладает максимальной несущей способностью. С течением времени происходит её снижение, обусловленное уменьшением во времени прочности контактирующих с анкерами пород (эффект старения) и коррозией элементов крепи, вызванной термодинамической нестойкостью незащищённого металла в агрессивной среде (повышенная влажность и запылённость атмосферы, агрессивность шахтных вод).

Вследствие роста нагрузки на анкерную крепь и снижения её несущей способности во времени наступает момент, когда $\sum P_i = F_{\text{вн}}$ (условие предельного состояния геомеханической системы «анкерная крепь-порода»). В данном случае в промежутке времени $t_2 > t_1$ дальнейшая эксплуатация выработки становится небезопасной, так как возможен полный отказ крепи и не исключается внезапное обрушение заанкерованных пород.

Рассмотренная модель взаимодействия анкерной крепи и пород во времени даёт в целом представление о качественном изменении параметров системы, но не решает главной задачи – оценки количественных изменений, что весьма важно для надежного прогнозирования устойчивости подготовительной выработки. Данная задача может быть решена при фрактальном моделировании исследуемого процесса.

При моделировании непосредственной кровли выработки, закреплённой анкерами, с помощью нагруженного фрактального дерева С. Солла с двумя характеристиками прочности рёбер $F_{\text{он}}$ и $\gamma F_{\text{он}}$, где $\gamma > 1$, а для прочных рёбер $\gamma F_{\text{он}} = \alpha$, вероятность разрушения рёбер n -ого уровня определяется по формуле:

$$P_n = P\{ F_n^{\text{раз}} < F_n \} = (1 - \alpha)(1 - \exp(-(F_n/F_{\text{он}})^2)) + \alpha(1 - \exp(-(F_n/\gamma F_{\text{он}})^2)), \quad (3.29)$$

где α – доля прочных ребер;

γ – отношение характеристической нагрузки прочных ребер и характеристической нагрузке непрочных ребер.

При длительном поддержании выработок значения α будут постепенно снижаться за счёт роста интенсивности трещиноватости. Также будет происходить снижение плотности пород γ вследствие снижения механической прочности, вызванного коррозионными повреждениями элементов анкерной крепи.

Численная реализация зависимости (3.29) при вероятности разрушения собственно пород $P_1 = 0,3245$ даёт представление об изменении вероятности

разрушения P_2 породного блока с анкерами. Результаты расчётов приведены в табл. 3.7.

Из табл. 3.7 видно, что вероятность разрушения непосредственной кровли, закреплённой анкерами, при сухих породах кровли P_2 возрастает с течением времени по линейному закону. В увлажнённых породах кровли следует ожидать резкий рост вероятности разрушения при снижении силовых параметров анкеров ниже уровня прочности пород. В этом случае вероятность разрушения блоковой структуры кровли с анкерами стремится к 1, что в реальных условиях приведёт к обрушению заанкерованных пород.

Таблица 3.7

Вероятность разрушения пород непосредственной кровли выработок, закреплённых анкерами

Характеристики массива		T_3 , лет				
		0	5	10	15	20
Сухие породы	γ^*	10	8	6	4	2
	α^*	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
	P_2	0,0040	0,0060	0,011	0,0245	0,093
	P_n	0,1642	0,1970	0,2304	0,2644	0,3013
Увлажнённые породы	γ^*	10	6	2	0,5	0,2
	α^*	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3
	P_2	0,004	0,011	0,093	0,7818	0,999
	P_n	0,1642	0,2304	0,2551	0,4647	0,5271

В настоящее время большие практические значения приобретают аналитико-экспериментальные методы исследования взаимодействия элементов системы «анкерная крепь-порода», основанные на комбинации аналитических решений и результатов шахтных инструментальных исследований и наблюдений.

В связи с этим установление влияния фактора времени на силовые параметры анкеров в условиях угольных шахт является неотъемлемой частью исследований при разработке надежных методов прогноза устойчивости породных массивов вокруг выработок с анкерной крепью.

3.6 Построение фрактальной модели анизотропного породного массива, вмещающего горную выработку произвольного сечения

При допущении, что механические процессы, возникающие в породном массиве, находятся в условиях плоской деформации, реальную схему массива можно представить как тяжелую полуплоскость, ослабленную отверстием (рис. 3.9, а).

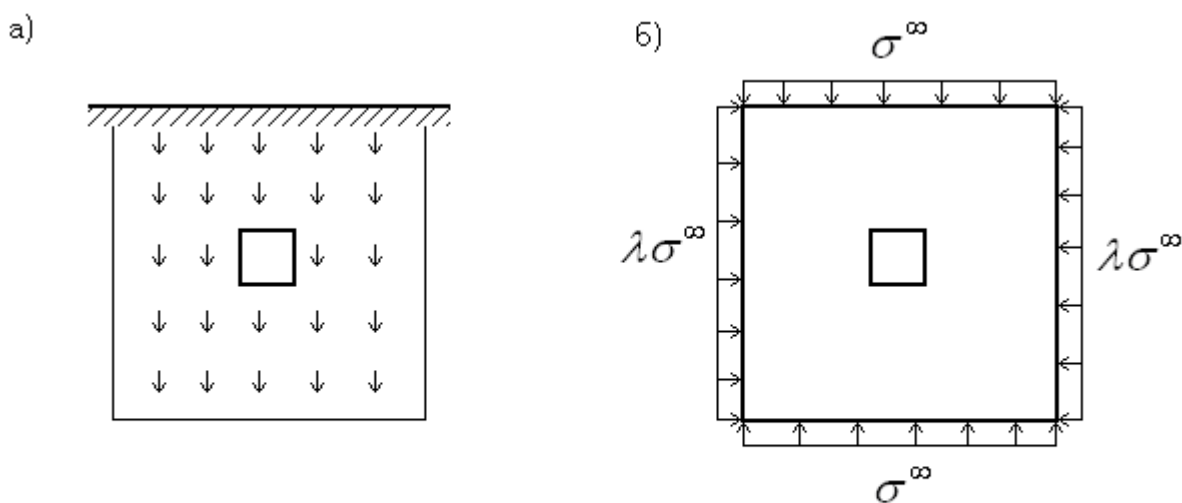


Рис. 3.9. Плоская схема массива:
а – реальная; б – расчётная

В работе [98] показано, что при построении расчетной схемы породного массива можно отказаться от учета влияния соседних выработок и земной поверхности на напряженно-деформированное состояние массива вблизи отверстия. На примере решения задачи теории упругости для тяжелой полуплоскости с круговым отверстием Г.Н. Савиным показано [31], что если $h \geq 2,5D$ (h – расстояние от прямолинейной грани до центра отверстия, D – диаметр отверстия), то принятые допущения дают погрешность, не превышающую 10% и быстро убывающую по мере увеличения h . В виду локального характера распределения напряжений в массиве поле гравитационных сил можно заменить полем геостатического давления ($\sigma_1^\infty = \gamma H$, где γ - удельная масса пород, H – глубина заложения выработки), вследствие чего расчетная схема массива представляется невесомой

плоскостью с отверстием, находящейся в состоянии неравнокомпонентного сжатия на бесконечности. При этом концентрации распределенных нагрузок, действующих в вертикальном и горизонтальном направлениях, равны соответственно σ^∞ и $\lambda\sigma^\infty$, где λ - коэффициент бокового распора (рис. 3.9, б)

Следует отметить, что при увеличении характерного размера поперечного сечения выработки давление на крепь неограниченно возрастает [99]. В качестве примера можно привести график (рис. 3.10), заимствованный из работы И.В. Баклашова [98]. На графике сопоставлены результаты выполненных Е.С. Пригожиным и В.Н. Денисовым измерений давления пород (песок, супесь, глина) на крепь коллекторных тоннелей г. Москвы с данными аналогичных исследований Н.С. Булычёва, проведенных в выработках шахт Подмосковного бассейна, а также с результатами расчёта по методике проф. М.М. Протодьяконова.

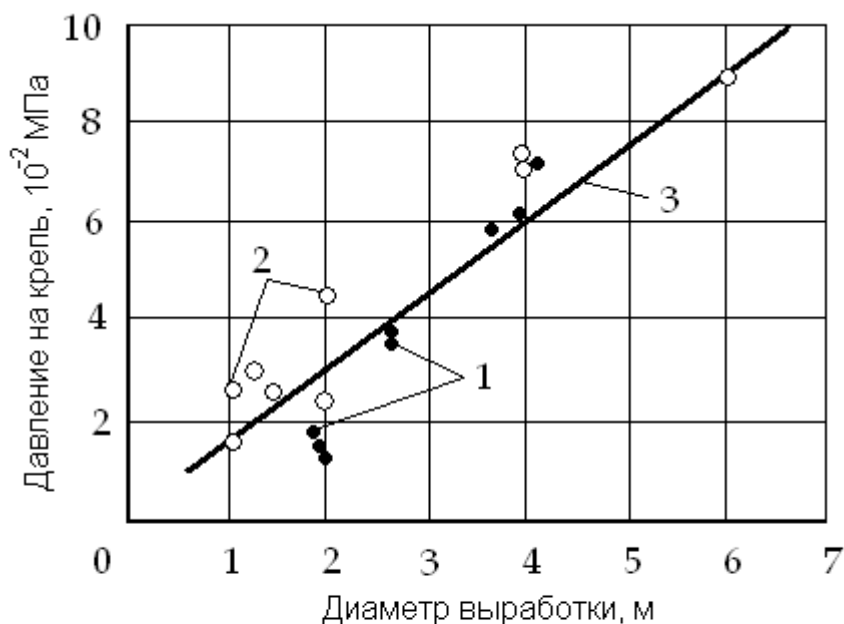


Рис. 3.10. Зависимость давления на крепь горизонтальных выработок от их диаметра:
 1 и 2 – данные натуральных наблюдений соответственно Е.С. Пригожина, В.Н. Денисова и Н.С. Булычёва;
 3 – результаты расчёта по методике М.М. Протодьяконова

На основании данных измерений нагрузок на крепь вертикальных стволов, выполненных в широком диапазоне глубин (от 160 до 900 м) в условиях Донбасса, Н.С. Булычевым предложена следующая расчетная зависимость для определения средних нагрузок

$$P = k \frac{\gamma R}{f}, \quad (3.30)$$

где R – радиус ствола;

f – коэффициент крепости пород по шкале проф. М.М. Протодьяконова;

k – эмпирический коэффициент, учитывающий влияние технологии возведения крепи и её механических характеристик.

Для оценки напряженного состояния породного массива вокруг горной выработки необходимо решить задачу теории упругости о распределении напряжений в невесомой плоскости вблизи отверстия. Напряжения, действующие на бесконечности и на контуре отверстия, считаются заданными. Формулы Колосова-Мухелишвили [100], широко применяемые при решении подобных задач позволяют найти аналитическое представление для компонент поля напряжений.

Аналитическая геомеханическая модель базируется на физических уравнениях, связывающих поля напряжений и деформаций. Эти уравнения должны учитывать различные факторы, влияющие на распространение деформаций в массиве, например, таких как искусственная неоднородность (область технологического воздействия при производстве горно-строительных работ по сооружению различных выработок); геометрическая анизотропия (слоистость горных пород, наличие межслоевых ослабленных контактов); физическая анизотропия (естественная трещиноватость горных пород).

После того как поле напряжений и геомеханическая модель породного массива определены, становится возможным формирование поля деформаций и поля смещений. Это позволяет выявить площадки текучести и поверхности ослабления в массиве, по которым можно определить условные

зоны нарушения сплошности и дать оценку устойчивости массива пород. В этой связи, исходя из анализа напряженно-деформированного состояния, необходимо построить критерий, с помощью которого можно выявить момент появления и развития системы трещин в породном массиве. Это, в свою очередь, требует задания определенного правила расчета коэффициента интенсивности напряжений.

Методы макромеханики позволяют установить лишь генеральное направление распространения трещин в материале, тогда как фрактальная геометрия дает возможность более детально рассмотреть процесс возникновения и развития трещин [80]. К тому же, как показано в работе [81], трещины имеют фрактальную природу, следовательно, наиболее распространенная модель трещины в виде математического разреза не в полной мере отвечает действительности. Вследствие этого предлагается аппроксимировать иррегулярные поверхности берегов трещин фрактальной кривой фон Коха [79].

Распространение области разрушения в горных породах, то есть области распространения трещин, можно моделировать с помощью нагруженного фрактального дерева. Такая модель [101, 102] позволяет получить статистическое описание распространения области разрушения при масштабнo-инвариантном механизме переноса нагрузки. При этом, когда нагрузка достигает некоторой предельной величины модель позволяет имитировать разрушение структуры, обеспечивает возможность определения «пороговых» значений нагрузки, при которых разрушение не происходит, а также позволяет варьировать значения прочности, нагрузки, высоты дерева, числа уровней и исследовать процесс разрушения.

4 ШАХТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЕЩИНОВАТОСТИ ПОРОДНЫХ МАССИВОВ, ВМЕЩАЮЩИХ ГОРНЫЕ ВЫРАБОТКИ

4.1 Исследования трещиноватости пород кровли горных выработок

Исследования трещиноватости пород кровли проводились на шахтах Восточного Донбасса [85] с использованием оптического прибора, позволяющим определять местоположение трещин с точностью ± 5 мм и ширину раскрытия с точностью до $\pm 0,1$ мм при осмотре стенок шпура глубиной до 4,0 м.

Анализ местоположения и ширины раскрытия трещин в каждом обследуемом шпуре позволил выявить характерную трещиноватость кровли в выработках (рис. 4.1). Среднее значение ширины раскрытия одной трещины в приконтурной зоне в 6 раз выше, чем на расстоянии 1,5 м от контура выработки (рис. 4.2). Ширина раскрытия около 70 % трещин не превышает 1,5 мм (рис. 4.3). Более 80 % всех трещин были расположены на расстоянии не более 1 м от контура выработки (рис. 4.4). По мере удаления от проходческого забоя нагрузка на породы непосредственной кровли пласта возрастает за счет увеличения мощности слоев пород, участвующих в нагружении непосредственной кровли. Суммарное раскрытие трещин в двухметровом слое кровли быстро растет на протяжении 70 м от забоя штрека, затем скорость роста раскрытия трещин снижается за счет снижения прироста нагрузки (рис. 4.5). Новый рост раскрытия трещин начинается, когда шпур, в котором производятся замеры, оказывается на линии забоя лавы. При этом увеличивается ширина раскрытия существующих трещин и появляются новые трещины (рис. 4.6).

Исследование трещиноватости пород кровли вентиляционного хода № 4 шахты “Соколовская” ОАО “Ростовуголь”, находящегося в зоне влияния выработанных пространств лав, в течение 1,5 лет показали, что рост ширины раскрытия трещин имеет незатухающий характер (рис. 4.7).

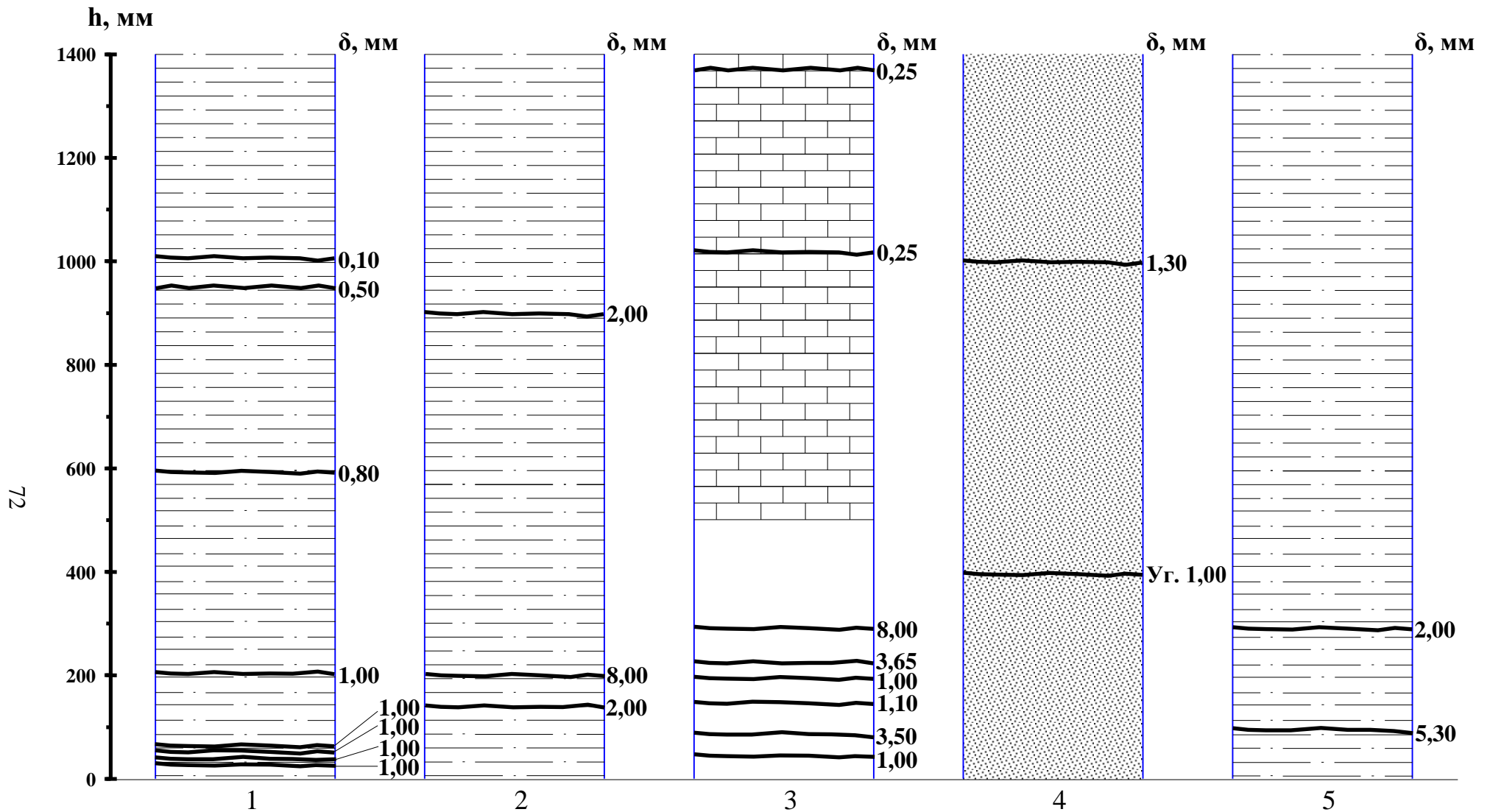


Рис. 4.1. Характерная трещиноватость пород кровли выработок:
 1 – штр. №104 ш. "Алмазная"; 2 – штр. №408 ш. "Октябрьская";
 3 – штр. №408 ш. им. 50-летия Октября; 4 – ходок №44 ШУ "Бургустинское";
 5 – штр. №402 ш. "Замчаловская"

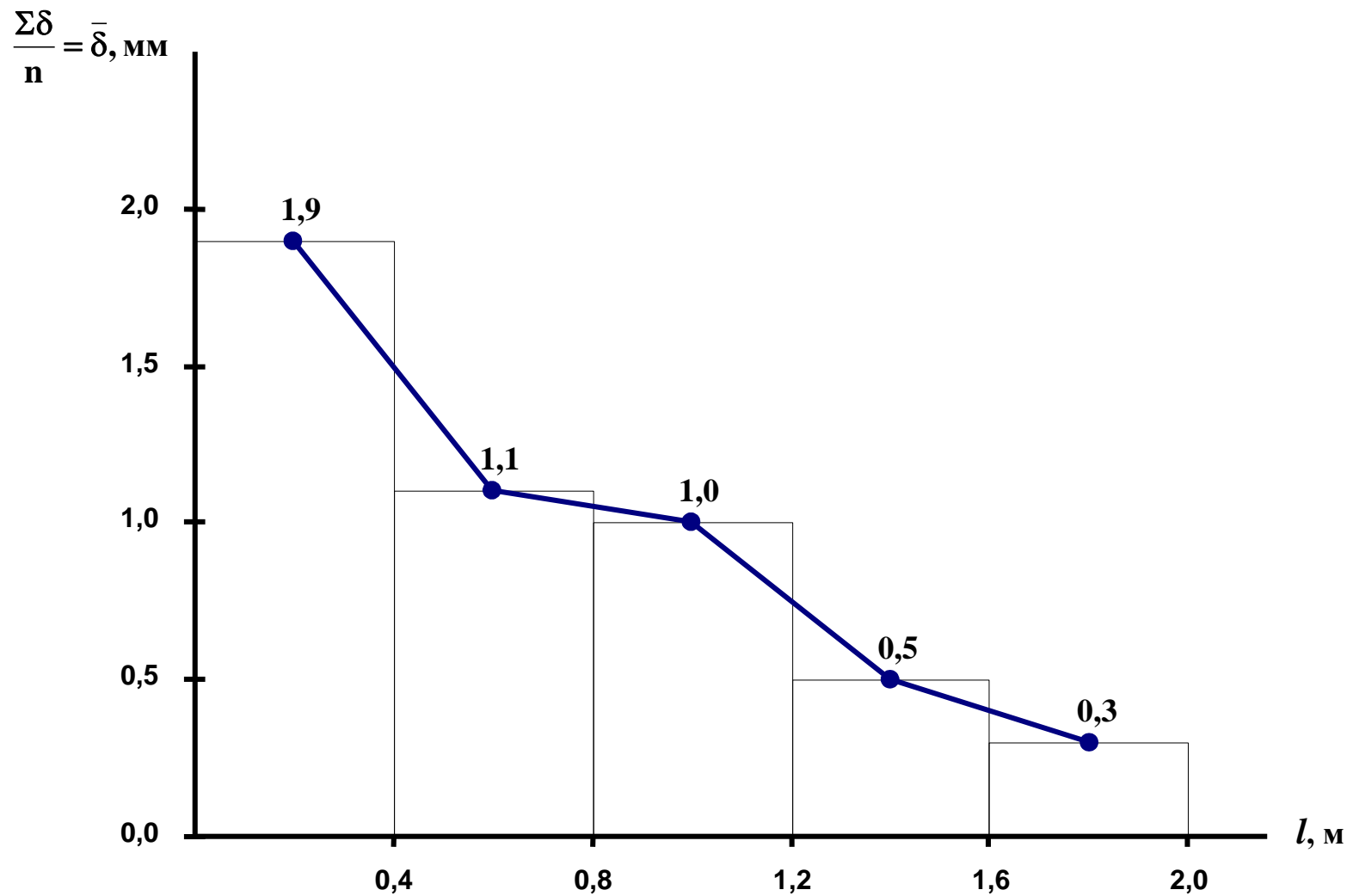


Рис. 4.2. Распределение средней ширины раскрытия одной трещины $\bar{\delta}$, мм по длине шпура l , м вне зоны влияния очистных работ:

$\Sigma\delta$ – суммарная ширина раскрытия трещин в рассматриваемом диапазоне длины шпура, мм;
 n – количество трещин в рассматриваемом диапазоне длины шпура, шт.

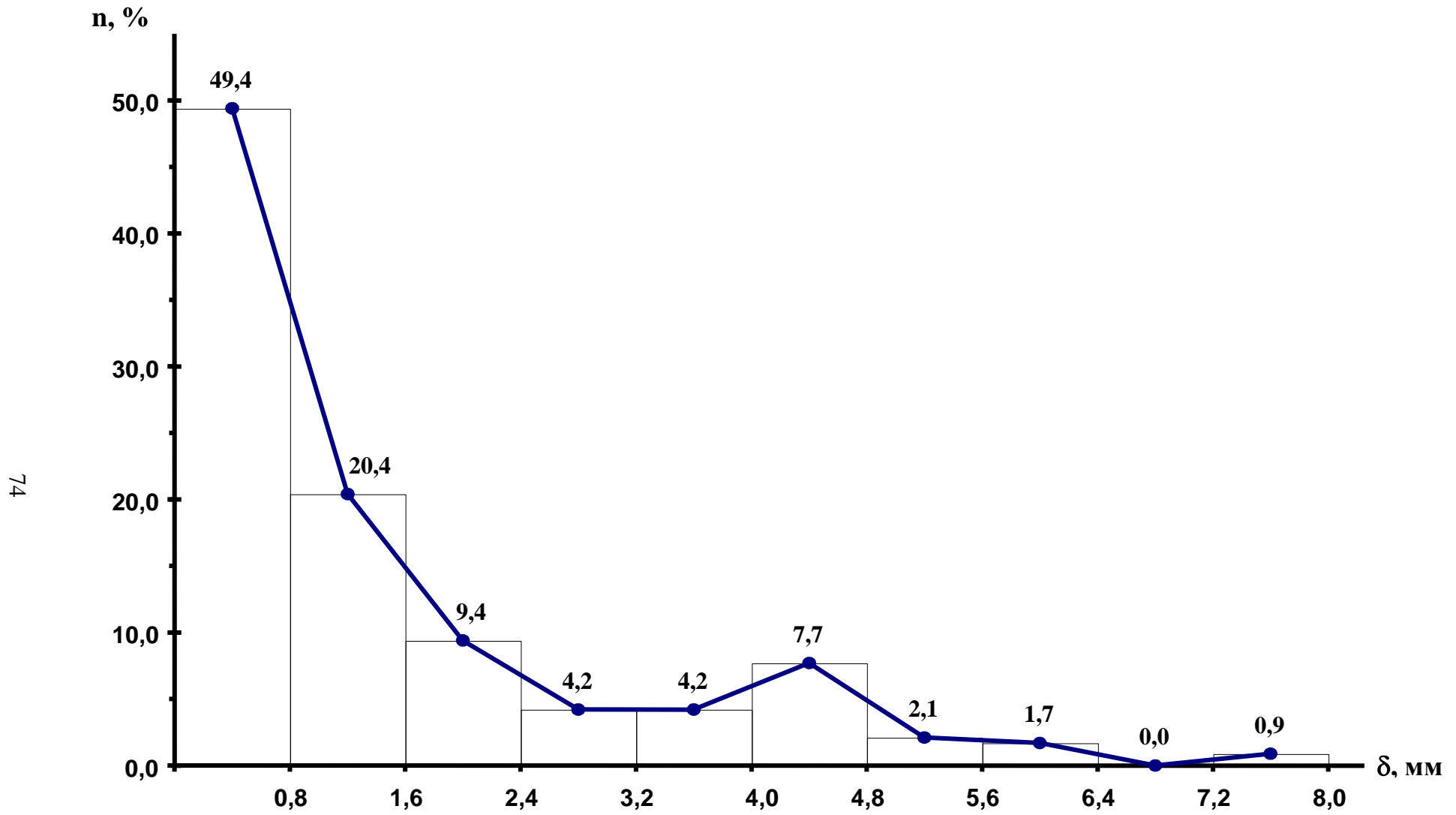


Рис. 4.3. Распределение трещин по ширине раскрытия вне зоны влияния очистных работ

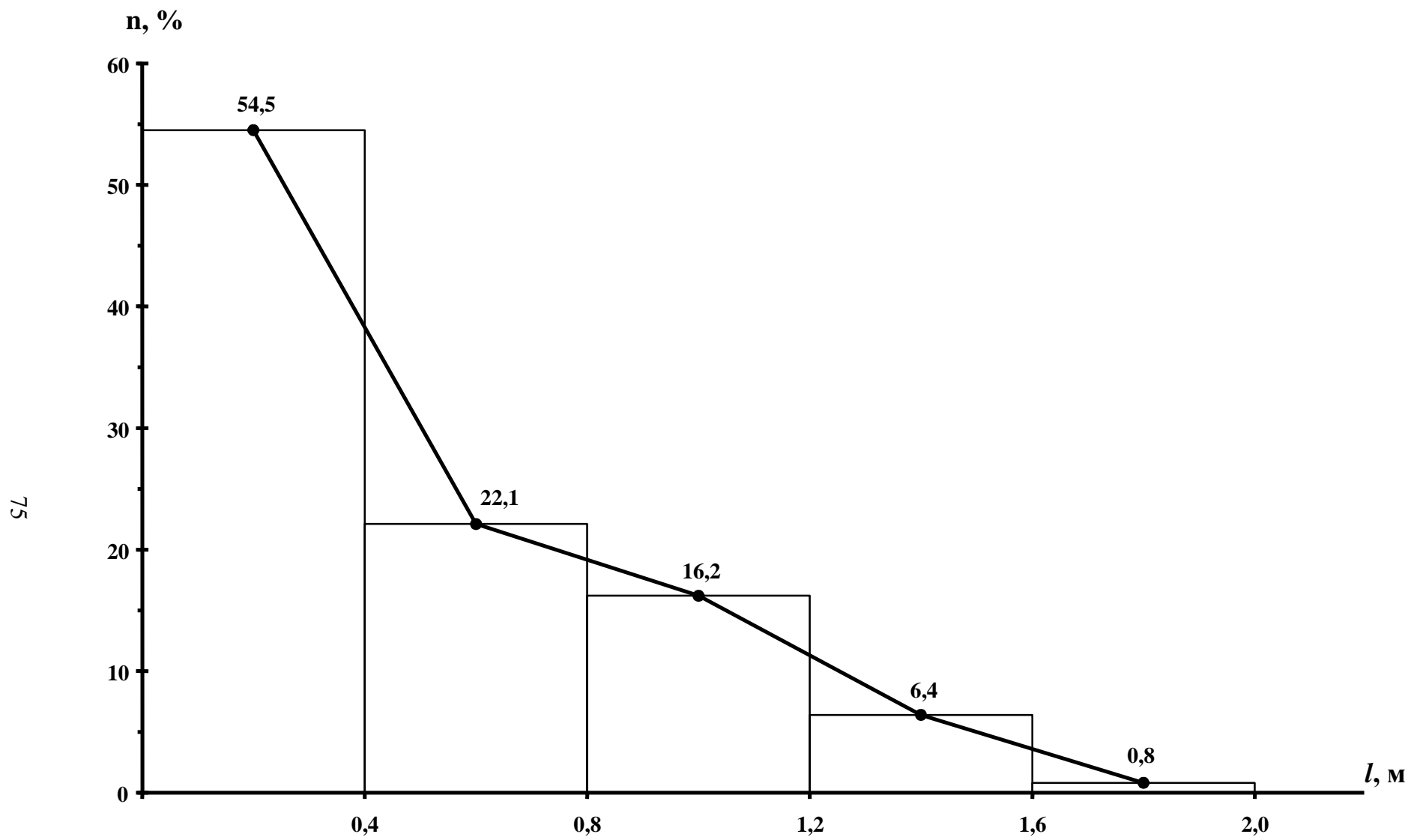


Рис. 4.4. Распределение количества трещин по длине шпура вне зоны влияния очистных работ

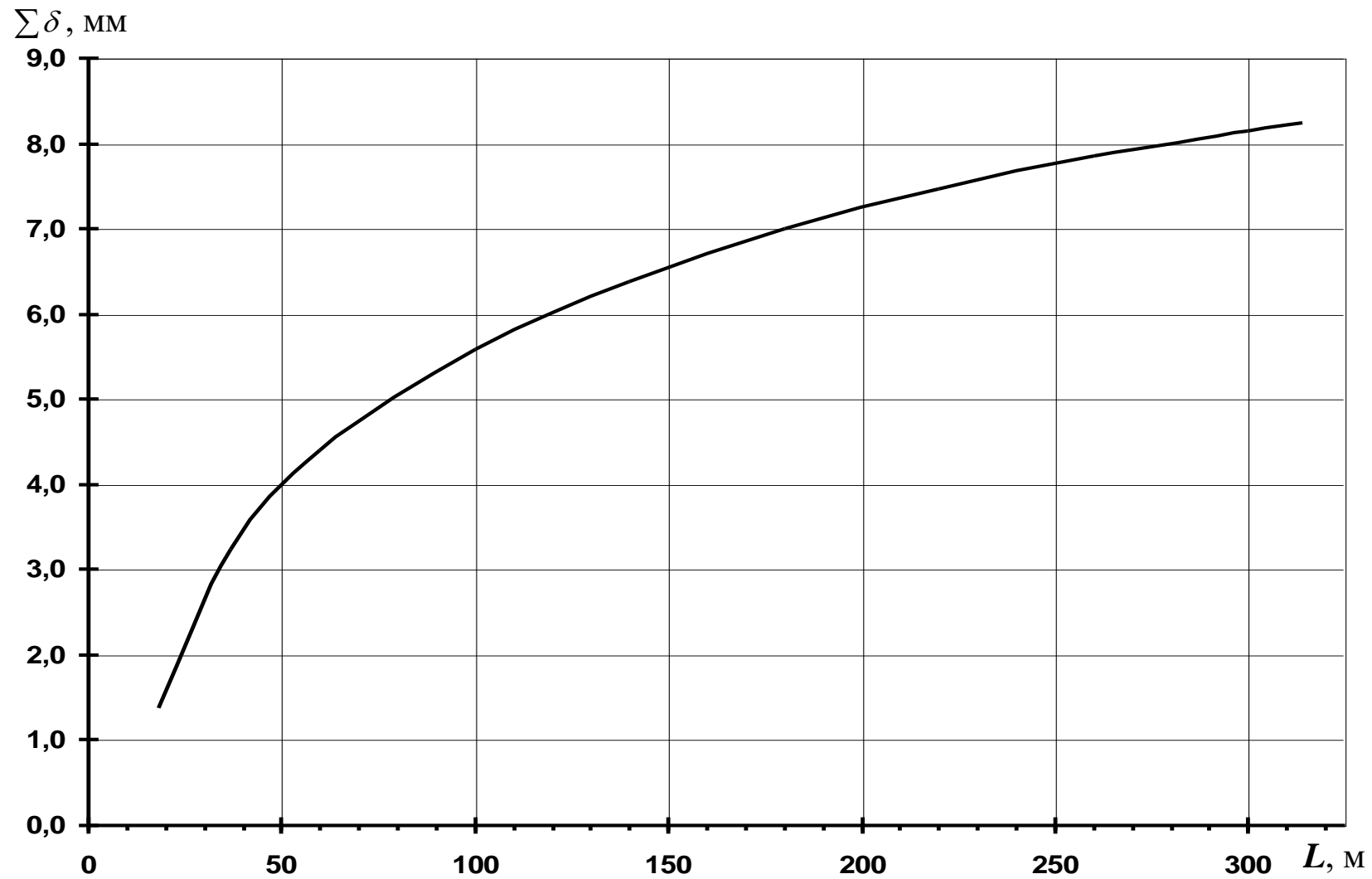


Рис. 4.5. Рост ширины раскрытия трещин в породах кровли штрека по мере удаления от проходческого забоя на шахте «Юбилейная»

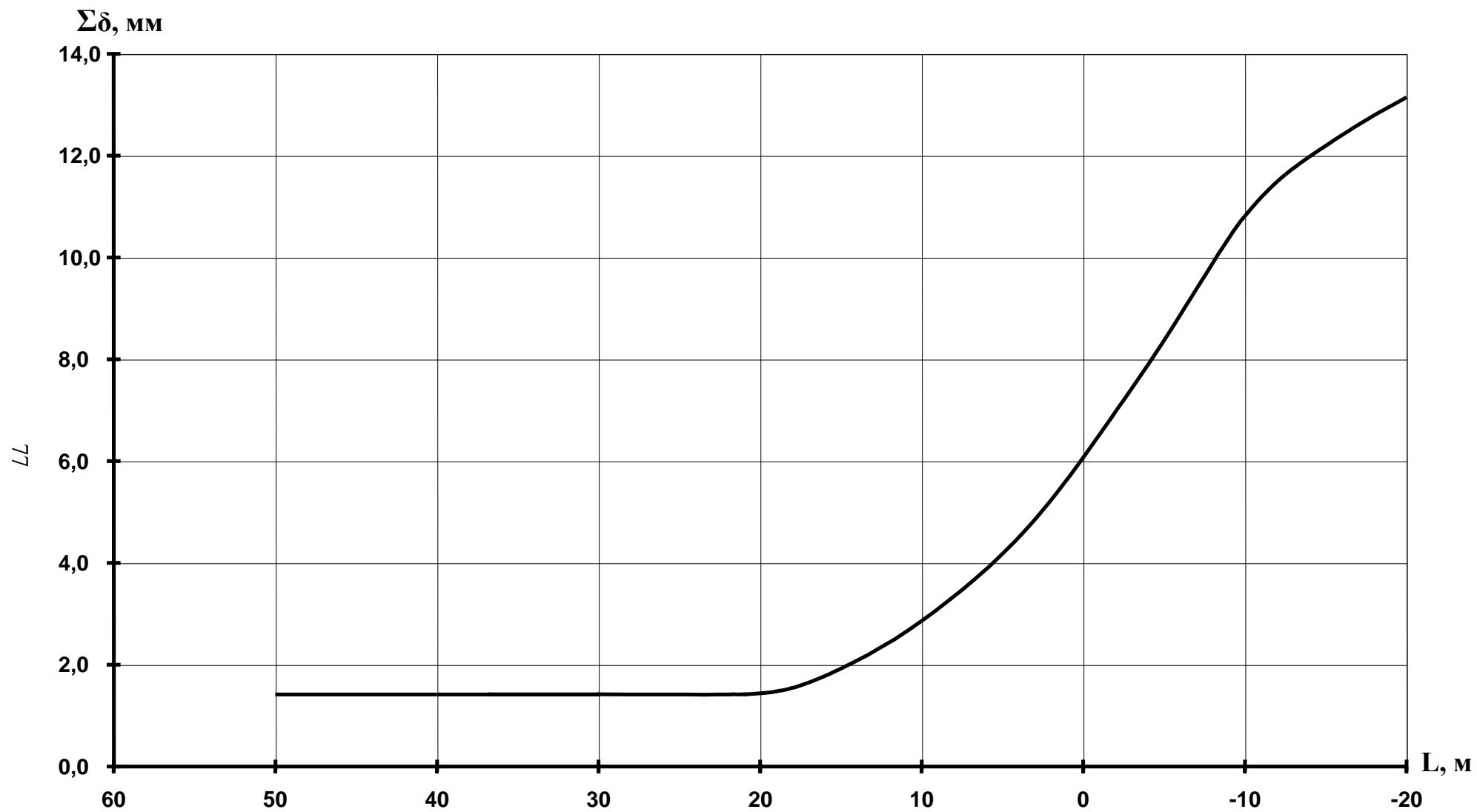


Рис. 4.6. Рост ширины раскрытия трещин в породах кровли штреков в зоне влияния очистных работ

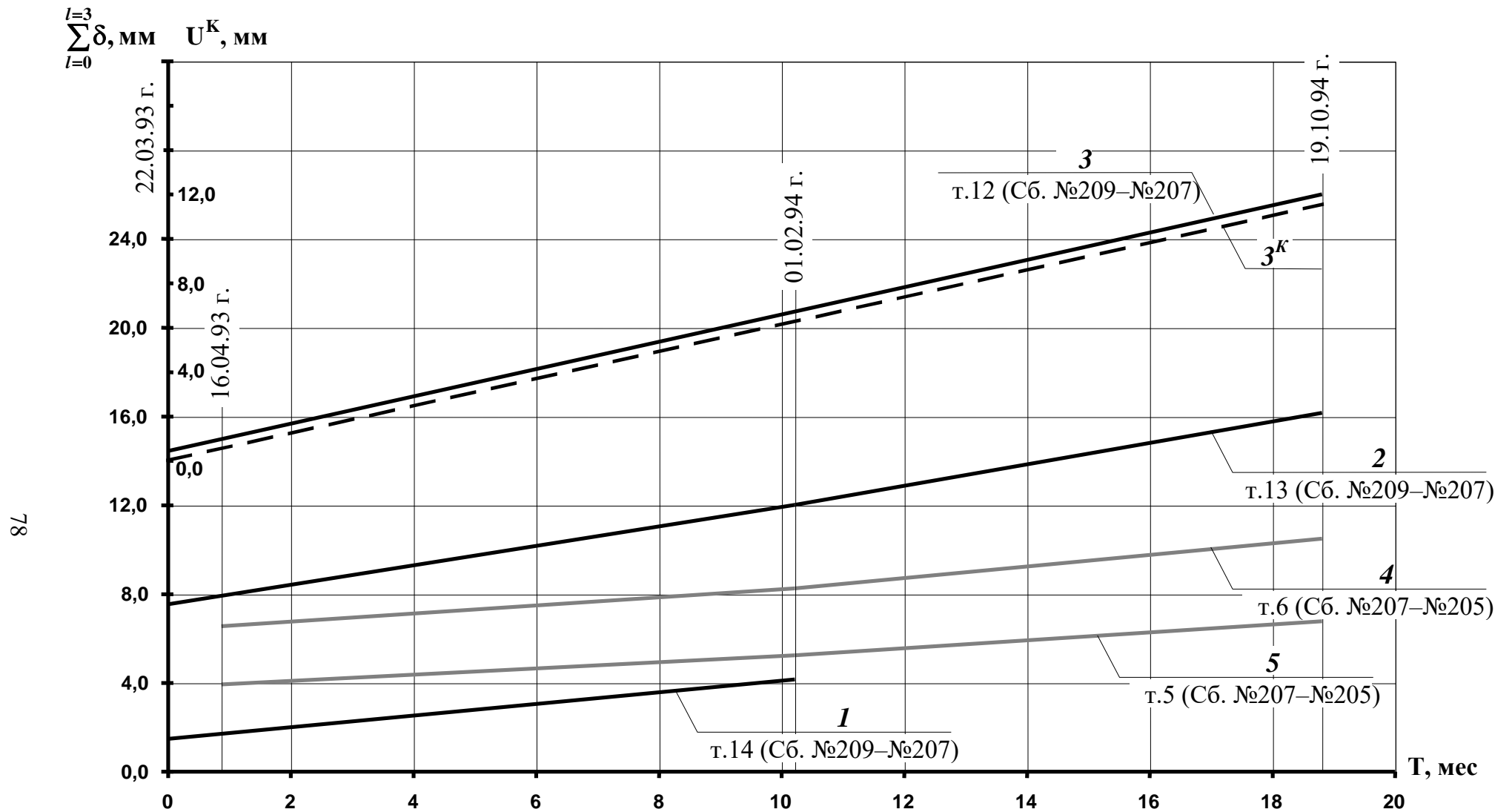


Рис.4.7. Графики роста суммарного раскрытия трещин трехметрового приконтурного слоя пород кровли вентиляционного ходка № 4 ш. «Соколовская»:
сбойка № 209 – № 207: *1* – т.14; *2* – т.13; *3* – т.12 (средние шпур); *3^K* – смещение кровли вблизи т.12;
сбойка № 207 – № 205: *4* – т.6 (средний шпур); *5* – т.5 (правый шпур)

Обработка результатов исследований трещиноватости пород кровли в штреках № № 607, 518, 517 шахты “Юбилейная” и № 614 шахты “Аютинская” ОАО “Ростовуголь” позволила сделать вывод, что фактор времени сам по себе не оказывает влияния на формирование системы трещин, решающее значение имеет рост нагрузки на породы непосредственной кровли со стороны вышележащих толщ.

В течение первых двух месяцев наблюдений количество и ширина раскрытия трещин в одном и том же шпуре, пробуренном в кровле штрека, не меняются, пока шпур находится впереди забоя лавы (в 100, 50, 10 и 3 м). После прохода забоя лавы при охране штрека искусственными ограждениями суммарное раскрытие трещин резко возрастает, образуются новые трещины. Затухание процесса роста ширины раскрытия трещин происходит через месяц после прохода забоя лавы. При охране выработок целиками угля рост раскрытия трещин происходит также через месяц после прохода забоя лавы и сразу же следует затухание процесса.

В выработках с анкерной крепью трещиноватость пород кровли значительно менее развита, чем в выработках, закрепленных арочной крепью. В связи с этим были проведены замеры пустот за рамами арочной крепи с целью определения влияния их геометрических характеристик на процесс смещений пород кровли.

Измерения закрепных пустот производились специальной выдвижной линейкой от породного контура до верхней кромки спецпрофиля рамы [103]. В каждой выемочной выработке были проведены измерения на 100 рамах. Закрепные пустоты в своде выработки, как правило, были больше, чем в боках. С повышением прочности и устойчивости пород непосредственной кровли размеры закрепного пространства уменьшаются.

Для определения опусканий кровли использовался экспресс-метод. Измерения производились в зонах влияния первой и второй лав (при первом и повторном использованиях каждой транспортной выработки) в тех же выемочных штреках, где определились размеры закрепных пустот при их

проведении. Установлено, что в зависимости от размеров пустот над верхняком свободное опускание кровли происходит на участке от 10 м впереди до 20 м позади первой лавы.

Развитие процесса смещений приконтурного слоя кровли без отпора крепи в течение продолжительного времени при воздействии увлажнения, выветривания и образование трещин в процессе ведения горных работ, в том числе и очистных, приводит к снижению устойчивости кровли. При размерах пустот за крепью 0,4 м и более обрушение отдельных породных блоков создает весьма значительную динамическую нагрузку на крепь что может приводить к завалам протяжённых участков выработок. Завалы выработок по этой причине нередки на шахтах Восточного Донбасса.

В процессе исследований было отмечено, что до начала влияния периода опорного давления первой лавы пустоты в своде выработки уменьшаются на 200-250 мм при устойчивости пород непосредственной кровли ниже средней, на 100-200 мм – при породах средней устойчивости, на 50-100 мм – при устойчивой кровле. При неустойчивых породах наблюдаются обрушения нижних слоев непосредственной кровли и частичное «самозабучивание» закрепного пространства в своде выработки.

Измеренные фактические значения смещений кровли выемочных выработок сравнивались с рассчитанными по инструкции [104]. Фактические значения смещений оказались выше расчетных, причем наибольшая сходимость результатов расчетов с данными натуральных наблюдений прослеживалась при размерах закрепных пустот около 200 мм. С увеличением размеров закрепного пространства отклонения расчетных значений от фактических возрастали. Это позволило предположить, что разность между фактическими и теоретическими значениями опускания кровли как от влияния первой лавы ΔU_1 , так и второй ΔU_2 определяется размером закрепных пустот θ в своде выработки, не считающимся влияющим на смещения контура выемочных выработок фактором в методике их расчета. Математическая обработка массива экспериментальных данных

позволила получить следующие уравнения, выражающие связь между ΔU и θ .

$$\Delta U_1 = -1,90 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^2 + 2,22 \cdot \theta - 377 \quad (4.1)$$

$(\theta = 230-530);$

$$\Delta U_2 = -1,18 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^2 + 1,18 \cdot \theta - 201 \quad (4.2)$$

$(\theta = 230-530).$

Приведенные полиномы с достаточной степенью точности описывают экспериментальные данные, что позволяет обосновывать вероятность уменьшения смещений кровли выемочных выработок в зонах влияния очистных работ в случаях более точного оконтуривания их при проведении, а также при полном или частичном заполнении пустот за рамами арочной крепи.

Все исследуемые шпур в выработках при бесцеликовой охране их для повторного использования оказались пережатыми после прохода забоя лавы на разном расстоянии от последнего. Даже в только что пробуренном шпуре в пяти метрах позади очистного забоя на шахте «Майская» не удалось произвести замер по всей длине. Эти факты свидетельствуют о наличии горизонтальных подвижек слоёв пород относительно друг друга. Чем прочнее породы, тем на большем расстоянии за очистной выработкой происходит горизонтальная подвижка слоёв. На шахте «Юбилейная» ОАО «Ростовуголь» в штреке № 607 горизонтальные подвижки слоёв пород отмечены на расстоянии 65-70 м за забоем лавы, в штреке № 517 – более чем в 25 м позади забоя, в штреке № 518 – до 10 м за забоем. В штреке № 2007 шахты «Майская» горизонтальная подвижка была обнаружена в шпуре, пробуренном в пяти метрах позади забоя лавы.

Анализ данных замеров показал, что горизонтальная подвижка породных слоёв происходит при определённых сочетаниях ширины раскрытия трещины, вдоль которой происходит подвижка, которую можно называть трещиной пережима, и суммарной ширины раскрытия трещин

между контуром выработки и трещиной пережима по данным замера предыдущего тому, в котором обнаружена горизонтальная подвижка слоёв пород. В системе координат $\delta, \Sigma\delta$, (ширина раскрытия трещины пережима, суммарная величина раскрытия трещин приконтурного диапазона) линия, ограничивающая зону, в которой происходят горизонтальные подвижки слоёв, является гиперболой вида

$$\delta = a / ((\Sigma\delta) - b), \quad (4.3)$$

где a и b – эмпирические коэффициенты, для условий шахт «Юбилейная» и «Аютинская» ОАО «Ростовуголь» $a = 12,63$; $b = 0,78$.

4.2 Связь трещиноватости и смещений пород в окрестностях горных выработок

Исследования, посвящённые выявлению зависимости смещений пород кровли от ширины раскрытия трещин расслоения, проводились в выемочных штреках шахт «Юбилейная», «Аютинская» и в вентиляционном ходке шахты «Соколовская» ОАО «Ростовуголь».

Выемочные штреки шахты «Юбилейная» ОАО «Ростовуголь» проходились буровзрывным способом узким забоем по пластам i_3^H , i_2^{1B} с присечкой пород почвы. В пределах панели № 5 (штреки №№ 517, 518, 519) угольный пласт i_2^{1B} состоит из двух пачек антрацита (мощностью 0,22-0,26 м верхняя и 0,45-0,55 м – нижняя), разделенных породным прослоем – песчаным сланцем, мощностью 0,07-0,08 м. Вынимаемая мощность пласта – 0,73-0,90 м, угол падения – 6-9°. Непосредственная кровля характеризуется как среднеустойчивая, представлена слоистым, трещиноватым (3-5 трещ./м) песчаным сланцем мощностью 0,8-5,8 м, прочностью на одноосное сжатие 70-90 МПа, плавно переходящим в “ложную” кровлю – сланец глинистый, слоистый за счет прослоев угля и обугленного растительного детрита мощностью 0,0-0,3 м. Основная кровля характеризуется как труднообрушающаяся, представлена средне- и мелкозернистым, слоистым за счет разницы гранулометрического и минералогического состава песчаником

мощностью 5-13 м, и прочностью на одноосное сжатие 100-120 МПа, или переслаиванием песчаника и песчаного сланца (мощность – 5-12 м, прочность – 8-10 МПа). Непосредственная почва представлена песчаным сланцем мощностью 0,0-3,1 м, при прочности 70-90 МПа, плавно переходящим в кварцевый песчаник основной почвы мощностью 5,0 м и более, при прочности 100-120 МПа. Основными природными факторами, осложняющими ведение горных работ, являются уменьшение мощности непосредственной кровли на отдельных участках до 1,5 м, а также приближение нижней угольной пачки пласта i_2^2 к пласту i_2^{1B} , что приводит к снижению устойчивости кровли; наличие на отдельных участках «ложной» кровли обуславливает высыпание пород мощностью до 0,3 м; труднообрушающаяся основная кровля; значительный водоприток (5-18 м³/ч) из кровли.

В пределах панели № 6 вынимаемая мощность пласта i_3^H составляет 0,65-0,75 м, угол падения – 9-10° . Непосредственная кровля обладает средней устойчивостью (на отдельных участках, где верхняя пачка пласта приближается к нижней, устойчивость ниже средней) и представлена песчаным сланцем мощностью 0,5-6,0 м, прочностью на одноосное сжатие 70-90 МПа. Основная кровля представлена песчаником (мощностью 2-4 м, с пределом прочности на сжатие 100-110 МПа. Непосредственную почву составляет песчаный сланец мощностью 5-6 м, прочностью 70-90 МПа).

Выемочные штреки шахты “Аютинская” проводились буровзрывным способом узким забоем по угольному пласту i_3^H с присечкой пород кровли. Пласт имеет сложное строение, состоит из трех угольных пачек, разделенных прослоями глинистого и углистого сланца. Пласт практически необводнён, залегание спокойное. В пределах панели № 6 (штреки № № 612, 614, 616) мощность пласта составляет 1,2-2,0 м при угле падения в 11-12°. Непосредственная кровля классифицируется как среднеустойчивая. Она представлена песчано-глинистым сланцем мощностью 0,9-1,2 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 60-80 МПа. Линзами и тонкими прослоями

глинистого сланца непосредственная кровля разделена на две пачки мощностью 0,3-0,7 м. Стратиграфически выше залегает песчаный сланец (мощностью 2,0-7,0 м и прочностью 70-90 МПа).

Основная кровля, классифицирующаяся как труднообрушающаяся, представлена песчаником – полевошпатом кварцевым, слюдистым, мелко- и среднезернистым, горизонтальнослоистым, слоистость крупная до 0,5-1,5 м, обусловленная прослоями сланца песчаного, плотным, крепким (100-140 МПа), мощностью 6,0-13,0 м. “Ложная” кровля мощностью до 0,5 м наблюдается лишь на небольших локальных участках. Породы основной почвы устойчивые, представлены песчаником – полевошпатом кварцевым, мелкозернистым, слоистым, окремненным, крепким (прочностью 100-120 МПа), мощностью 2,0-11,0 м. Непосредственно под пластом залегает песчаный сланец слюдистый, комковатый с обилием отпечатков растительного детрита, плотный, мощностью 0,2-0,5 м, прочностью на одноосное сжатие 50-70 МПа.

Выемочные штреки шахты “Юбилейная” имеют трапециевидную форму поперечного сечения, площадь которого в проходке составляет 14,7 м². При проведении выемочные выработки крепятся анкерами распорного типа (ЭС-1м), устанавливаемыми в кровлю (4 анкера в ряду, ряды через 1 м) и в берму верхнего бока (1 анкер в ряду, ряды через 1 м). С опережением забоя очистной выработки на 15-30 м в штреках дополнительно возводится деревянная рамная крепь (неполный дверной оклад) и пробивается один ряд деревянных стоек (ремонтин) под каждый верхняк крепи. За лавой к каждой раме вплотную устанавливается новая со средней стойкой (ремонтинной). В отдельных случаях деревянную крепь возводят в период проведения штрека на значительном удалении от проходческого забоя (например, в штреке № 517). Охрана штреков со стороны выработанного пространства верхней лавы осуществляется двумя рядами бутокостров и органичным рядом (общая ширина охранной полосы – 5,3 м). При использовании выемочного штрека в качестве транспортного приводную

станцию (нижние приводы струговой установки и лавного конвейера) размещают на берме, что позволяет производить выемку угля без нарушения крепления выработки. Выемка угля ведется длинными столбами по простиранию обратным ходом. Глубина расположения выработок следующая: штреки № № 517-518 – 740 м; штрек № 510 – 770 м; штрек № 607 – 600 м.

Выемочные штреки шахты “Аютинская” имеют трапециевидную форму поперечного сечения, площадь которого в проходке составляет 13,05 м² (штреки № № 609, 611, 612) или 14,7 м² (штреки № № 614, 616). При проведении они крепятся анкерами распорного типа (ЭС-1м), устанавливаемыми в кровлю по 4 анкера (штреки № № 609, 611, 612) или по 5 анкеров (штреки № 614, № 616) в ряду, ряды через 1 м (по сетке 1 м x 1 м). В период эксплуатации в выемочных выработках на сопряжениях с вентиляционными печами дополнительно возводится деревянная крепь с шагом установки рам 0,9 м (по 5 м в обе стороны от печи). Охраняются штреки со стороны выработанного пространства верхней лавы целиками угля шириной 20 м при проведении печей через 100 м. Выемка угля ведется длинными столбами по простиранию обратным ходом. Глубина расположения штреков 720-780 м (штрека № 614 – 735 м).

Наблюдения за поведением вмещающих штреки №№ 517, 518, 607 шахты “Юбилейная” и № 614 шахты “Аютинская” пород проводились на замерных станциях в соответствии с методическими указаниями [105-107]. Каждая замерная станция оборудовалась 5 контурными реперами, заложенными в кровлю (R_A , R_B , R_C) и бока выработки (R_D , R_E) в одном вертикальном сечении. Вблизи замерной станции извлекались из шпуров 2-3 анкера. Стенки этих шпуров осматривались оптическим прибором типа РВП с целью определения местоположения и ширины раскрытия трещин, образующихся в процессе сближения приконтурного слоя пород.

Замеры опускания кровли (R_A -А, R_B -В, R_C -С) производились относительно нити, натянутой между боковыми реперами (R_D , R_E), стальной

рулеткой, один конец которой закрепляли с помощью крючка на скобе репера, установленного в кровлю, а по другому, отвесно висящему концу, в точке пересечения с нитью снимали отсчет. Постоянство натяжения нити обеспечивалось применением постоянного груза весом 1000 г. Замеры сближения боков (R_D-R_E , R_E-A) производились также стальной рулеткой. При этом замеры R_E-A производились от скобы бокового репера (R_E) до точки пересечения отвеса, подвешенного к скобе репера R_A , с нитью.

Одновременно с наблюдениями за смещениями пород производились замеры ширины раскрытия трещин с фиксацией их местоположения (удаления от контура) с помощью оптического прибора.

Результаты измерений заносились в специальный журнал, в котором фиксировались также дата и время наблюдения, расстояние до очистного забоя, расположение шпура в сечении выработки и другие сведения. Схемы замерных станций были аналогичны схеме, представленной на рис. 4.8.

Вентиляционный ходок № 4 и конвейерный ходок № 4 шахты “Соколовская” ОАО “Ростовуголь” были пройдены по пласту i_3^H буровзрывным способом с подрывкой преимущественно пород кровли. Расположены ходки в восточном крыле шахты, где разрабатываются два сближенных пласта i_3^B и i_3^H . Расстояние между пластами по нормали составляет 10-16 м.

Пласт i_3^H представлен вязким, крепким, слаботрещиноватым антрацитом с прослоями глинистого сланца мощностью 0,03-0,06 м. Угол падения пласта – 8-9°. Общая мощность пласта колеблется в пределах 0,82-0,86 м.

Непосредственно над пластом залегает глинистый сланец трещиноватый, тонко - и среднеслоистый, мощностью 0,45-0,80 м (средняя мощность 0,55 м), прочностью на одноосное сжатие 50 МПа, неустойчивый, образующий “ложную” кровлю.

Стратиграфически выше распространен песчаный сланец среднеслоистый, трещиноватый, с отпечатками флоры, слабо слюдистый, с редкими гнездами и тонкими линзами пирита и угля. Устойчивость его ниже

средней, предел прочности на одноосное сжатие составляет 70 МПа. Тонкий переслой глинистого сланца и угля (мощностью 0,05 м) является границей между основной и непосредственной кровлями. Средняя мощность непосредственной кровли составляет 1,8 м (0,5-4,8 м).

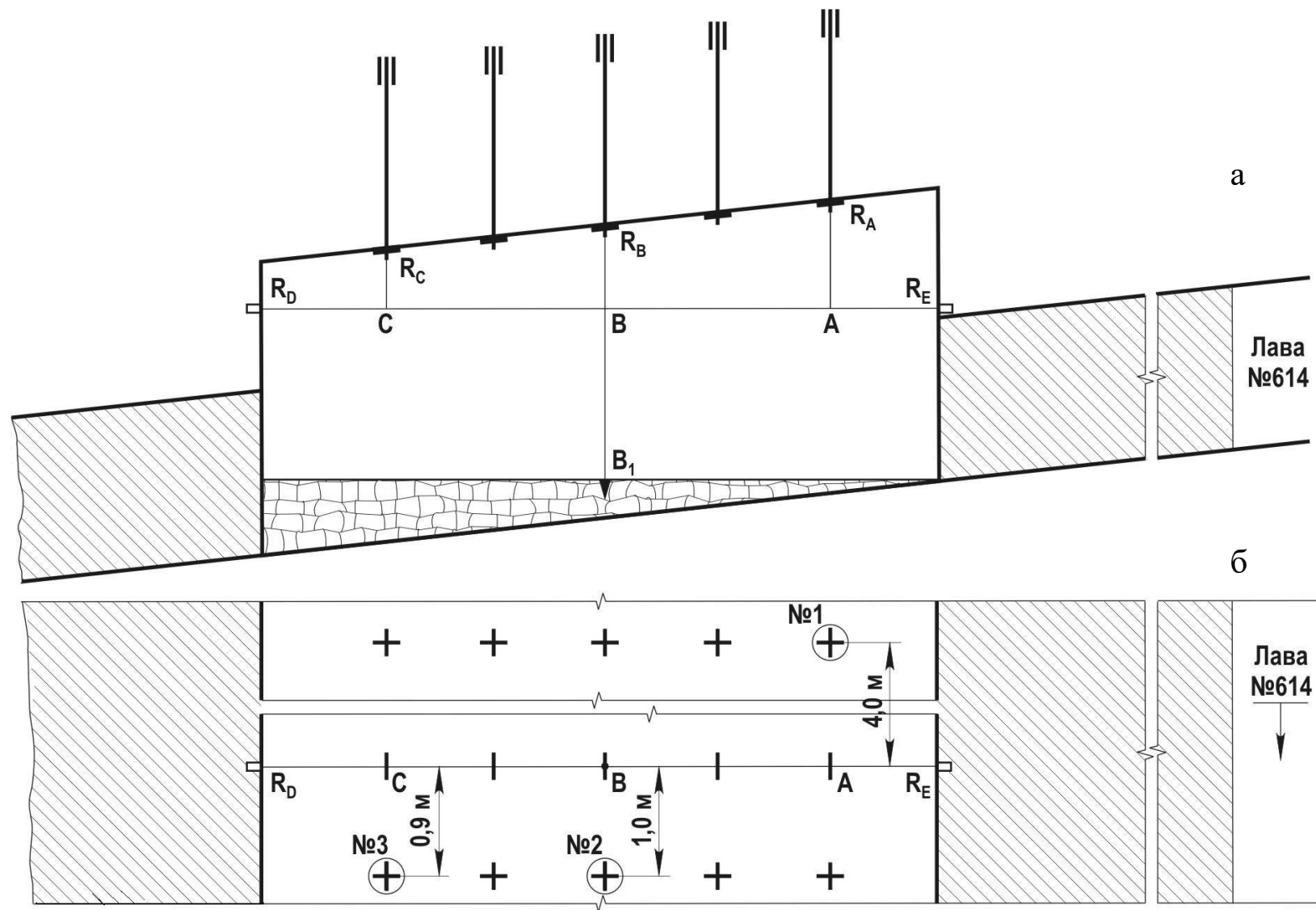


Рис. 4.8. Схема замерной станции ЗС-1 в штреке № 614 шахты «Аютинская»:
а – общий вид; б – план

Основная кровля представлена песчаным сланцем и песчаником. Песчаный сланец является трещиноватым, среднеслоистым, прочностью на одноосное сжатие 70 МПа, мощностью в среднем 2 м. Стратиграфически выше расположен кварцевый, массивный, трещиноватый, обводненный песчаник, прочностью на одноосное сжатие 110 МПа и мощностью 10 м.

В почве пласта залегает глинистый сланец мощностью 0,25 м, прочностью на одноосное сжатие 60 МПа. Он подстилается крепким устойчивым песчаником мощностью более 2,0 м, прочностью на одноосное сжатие 100 МПа.

Пласт i_3^B сложен антрацитом общей мощностью от 0,61 до 1,27 м (общая средняя мощность 0,97 м) с прослоем глинистого сланца мощностью 0,77-0,11 м.

Непосредственная кровля имеет сложное строение, представлена глинистым и песчаным сланцами средней суммарной мощностью 3,0 м (мощность колеблется в пределах 2,4-3,3 м).

“Ложная” кровля распространена повсеместно, представлена тонкослоистым глинистым сланцем мощностью 0,25-1,0 м.

В основной кровле залегают песчаный среднеустойчивый сланец и расположенный над ним кварцевый мелкозернистый, трещиноватый, участками обводненный песчаник средней мощностью 10 м.

Почва пласта представлена глинистым среднеустойчивым, участками малоустойчивым сланцем, прочностью на одноосное сжатие 50 МПа и мощностью от 0,05 до 0,60 м (средняя мощность 0,30 м). Он подстилается тонкозернистым устойчивым песчаником, прочностью на одноосное сжатие до 150 МПа. Мощность его равна 3 м.

Ходки проводились в направлении сверху вниз в период с 1970 по 1985 гг. При проведении в кровле ходков устанавливались анкеры типа ЭС-1м. С отставанием от проходческих забоев в ходках дополнительно возводилась рамная крепь (за исключением участка в вентиляционном ходке № 4, расположенном выше сбойки № 205). В качестве крепи применялись

металлические рамы типа КПС и сборная железобетонная рамная крепь ИГДАН. В вентиляционном ходке № 4 часть пролета между сбойками № 207-№ 209 протяженностью около 70 м была закреплена трехзвенной арочной крепью. В качестве межрамного ограждения применялись металлическая решетчатая и железобетонная затяжки. Расстояние между вентиляционным и конвейерным ходком изменяется в пределах 12-31 м. Уклон № 4 пройден по пласту i_3^B параллельно ходкам на расстоянии 19-25 м от конвейерного ходка № 4.

В конвейерном ходке был смонтирован ленточный конвейер КЛ100, а в вентиляционном (до сбойки № 213) – подвесная монорельсовая дорога ДМК. Очистные работы на пласте i_3^B велись в период 1970-1987 гг. по столбовой системе с отработкой запасов столбов по простиранию пласта как прямым, так и обратным ходом. Охрана ходков от влияния очистных работ осуществлялась целиками. В течение 1974-1990 гг. участки ходков выше сбойки № 213 были надработаны. Промежуток времени между воздействием опорного давления со стороны лав, работающих на пластах i_3^H и i_3^B , составил для различных участков ходка от 5 до 13 лет.

После надработки состояние крепления на участках ходков между сбойками № 207-№ 213 значительно ухудшилось, зазоры между конвейером и крепью, а также между подвижным составом и крепью во многих местах не соответствовали нормативным. Поэтому для обеспечения нормальной эксплуатации ходков регулярно проводились работы по их перекреплению.

Однако с течением времени и вновь установленная крепь деформировалась, световое сечение уменьшалось до размеров, затрудняющих безопасную эксплуатацию оборудования в ходках и усложняющих вентиляцию выработок. Уже через год отдельные участки ходков нуждались в повторном перекреплении.

Для наблюдений за смещениями вмещающих вентиляционный ходок № 4 пород были оборудованы четыре замерные станции (ЗС-1р – в 36 м ниже сбойки № 207; ЗС-1 – в 41 м ниже сбойки № 207; ЗС-2 – в 22 м ниже сбойки

211; ЗС–3 - в 20 м ниже сбойки № 213). Схемы замерных станций были аналогичны представленной на рис. 4.9.

С учетом допущения, что процесс смещений боковых пород на участках выработок, расположенных под целиками угля, оставленными на вышележащем пласте, реализуется во времени аналогично таковому в выработках, попадающим после надработки под выработанное пространство [108], были определены расчетные значения смещений в местах оборудования замерных станций за период наблюдений. Сравнение расчетных и фактических смещений, показало, что фактические значения смещений кровли оказались ниже расчётных, а значения смещений боков выработок больше расчётных [104], поэтому можно предположить, что в условиях экспериментальных исследований известная методика расчётов является неработоспособной.

На участке между сбоями № 205-209 (рис. 4.10) исследовалась трещиноватость пород кровли с помощью оптического прибора типа РВП. С целью изучения процесса расслоения приконтурных пород кровли были проведены повторные замеры трещиноватости оптическим прибором в шпурах. Графическая иллюстрация процесса расслоения пород представлена на рис. 4.11.

В штреках № № 2007, 2009 шахты «Майская» были оборудованы замерные станции, на которых исследовался процесс и проведены замеры смещений породного контура (рис. 4.12-4.13). Измерения ширины раскрытия трещин и расстояния между ними в породах кровли проводились в штреках № № 2007, 2009, 1017, 1016, 1018 шахты «Майская», № № 517, 518, 519 шахты «Юбилейная», № № 609, 612, 614, 616 шахты «Аютинская». Одновременно в штреках шахт «Юбилейная» и «Аютинская» проводились замеры смещений пород.

Графическая интерпретация результатов измерений раскрытия трещин и смещений приконтурного массива показана на рис. 4.14-4.20. Как видно из графиков, влияние очистных работ сказывается на расстоянии 4-30 м впереди

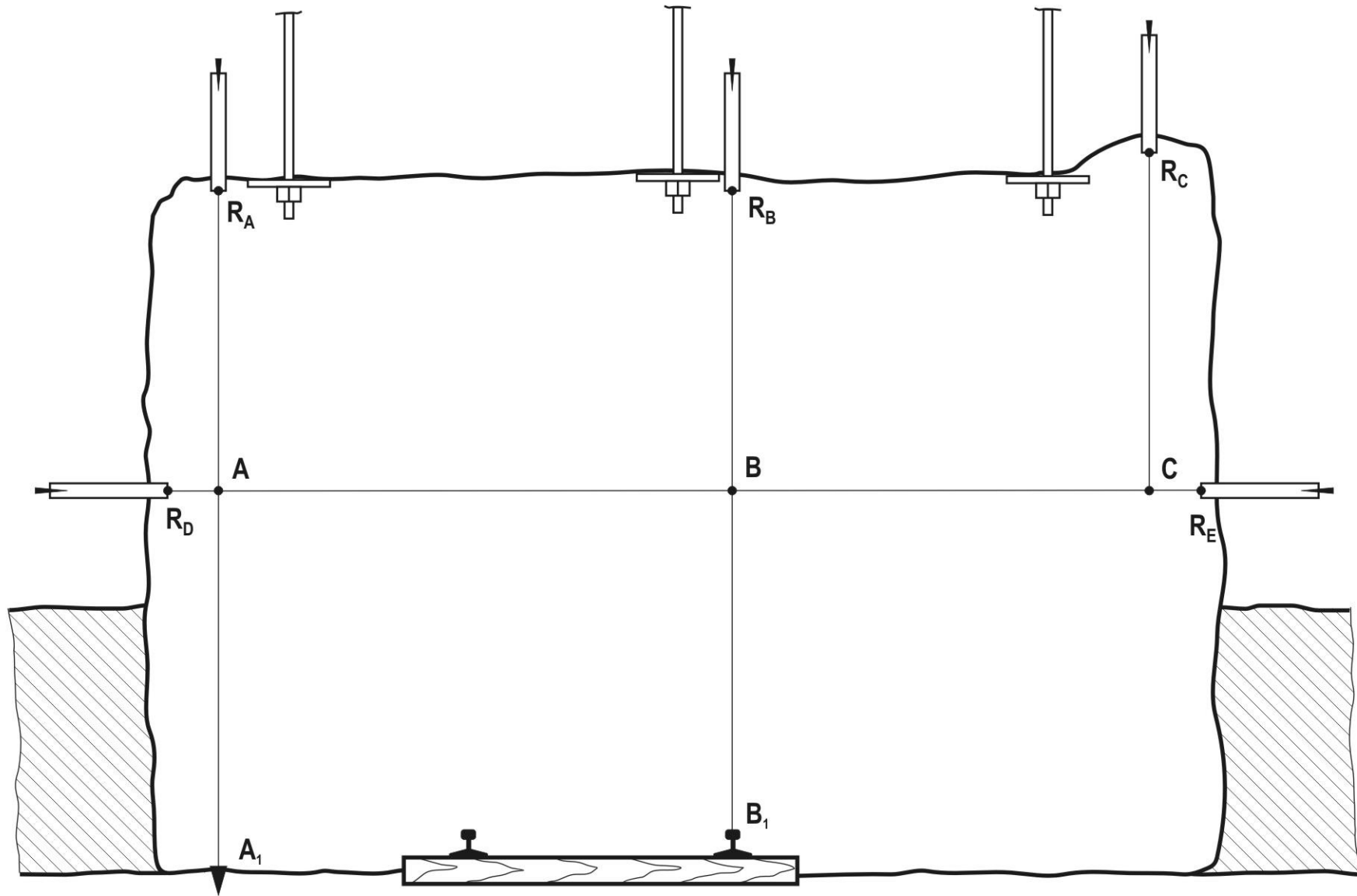


Рис. 4.9. Схема замерной станции ЗС-3

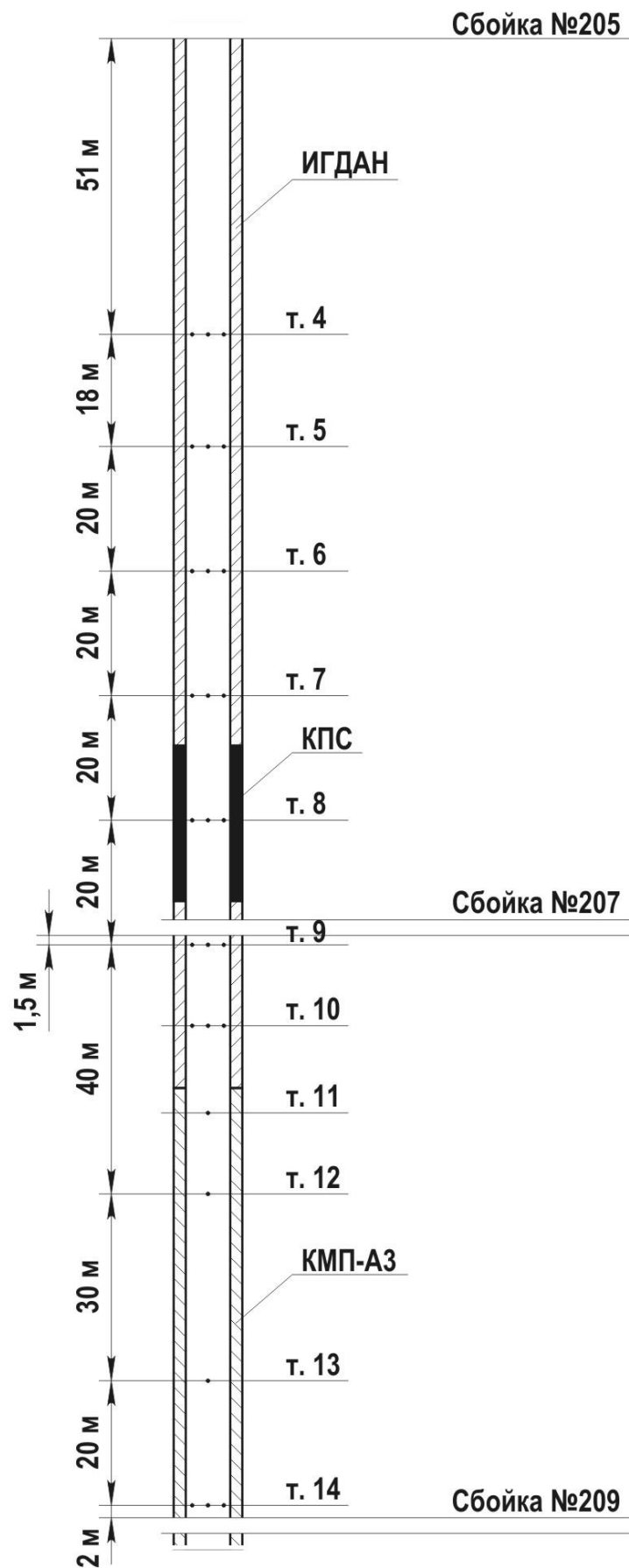


Рис. 4.10. Схема экспериментального участка в вентиляционном ходке № 4 шахты «Соколовская»

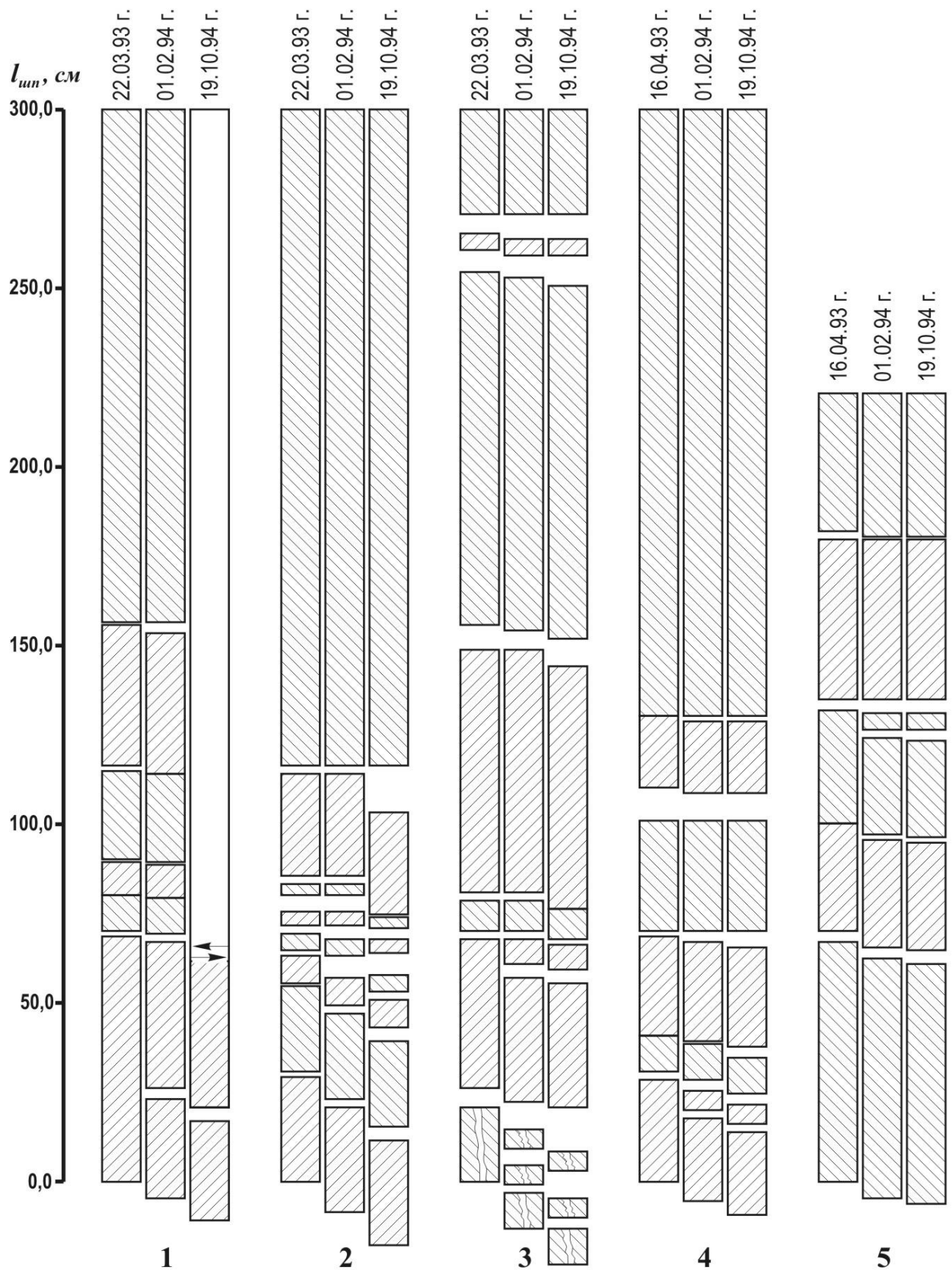


Рис. 4.11. Динамика развития трещиноватости приконтурного слоя пород кровли вентиляционного ходка № 4 шахты «Соколовская» на участках: сбойки № 209-№ 207 (1 – т. 14; 2 – т. 13; 3 – т.12); сбойки № 207 - № 205 (4 – т. 6; 5 – т. 5)

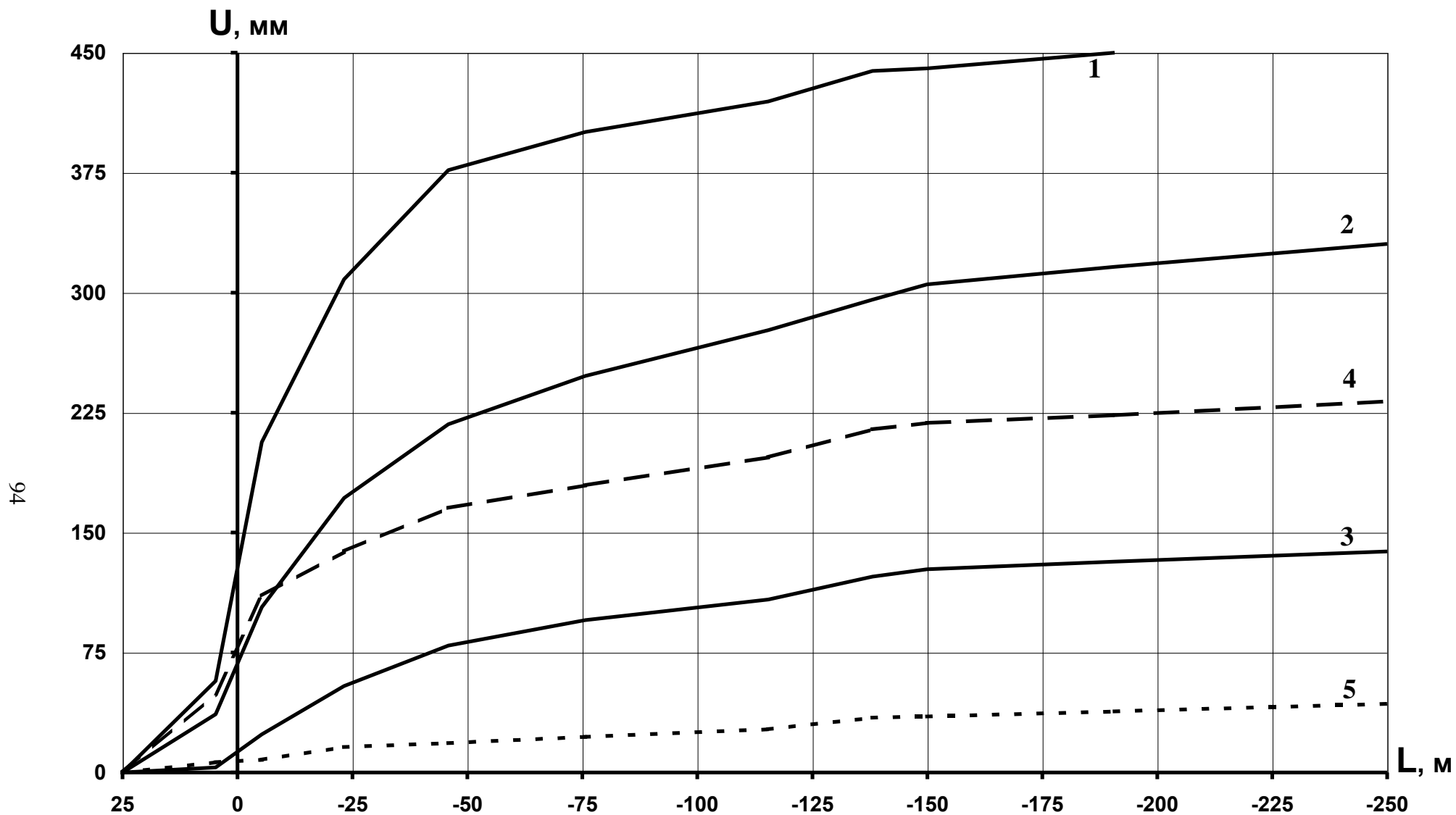


Рис. 4.12. Графики смещений контура штрека №2007 ш. "Майская" в зоне влияния опорного давления лавы №2007:
 1 - кровли с верхней стороны выработки (со стороны лавы); 2 - кровли посередине выработки;
 3 - кровли с нижней стороны выработки; 4 - боков; 5 - почвы

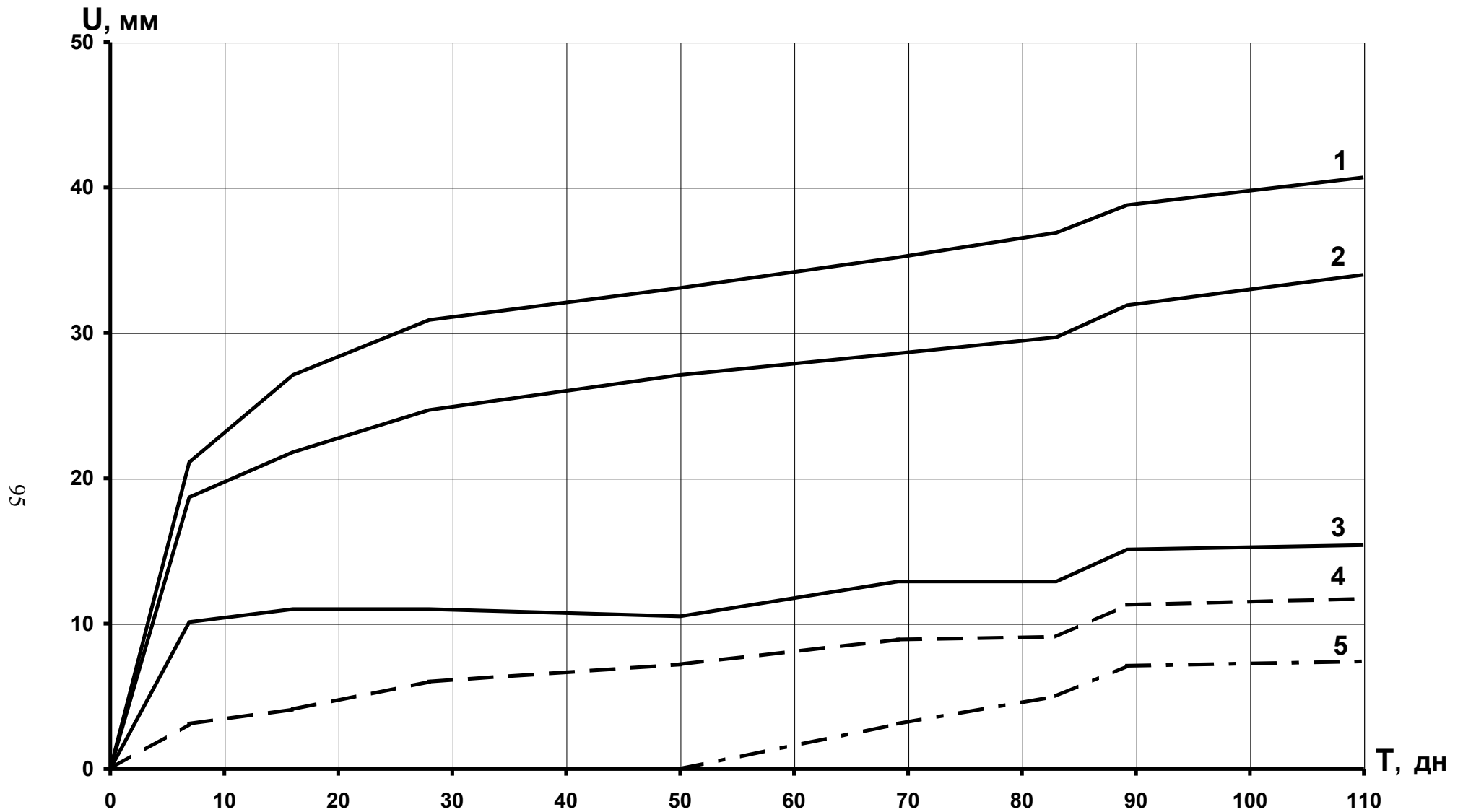


Рис. 4.13. Графики смещений контура штрека №2009 ш. "Майская", реализованные в период его проведения:
 1 - кровли с нижней стороны выработки; 2 - кровли посередине выработки;
 3 - кровли с верхней стороны выработки; 4 - боков; 5 - почвы

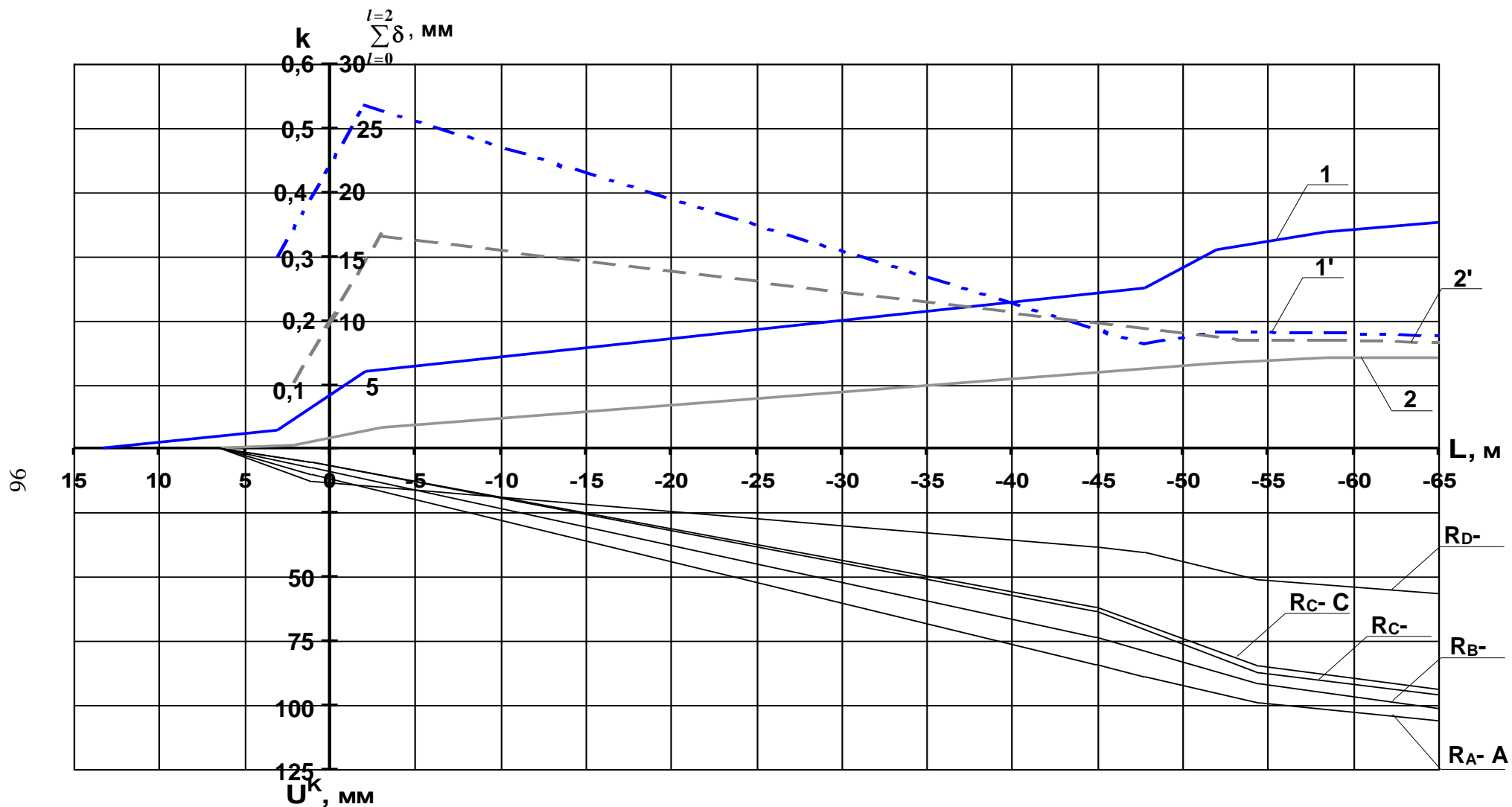


Рис 4.14. Графики смещения контурных реперов (U^k , мм), роста суммарного раскрытия трещин двухметрового приконтурного слоя кровли $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$, мм (линии 1 и 2), изменения соотношения $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ и U^k (k) (линии 1' и 2') в зависимости от расстояния до очистного забоя (L, м), построенные по данным измерений в штр. № 607 ш. "Юбилейная" на ЗС-1 в шпурах № 1 и № 2 (линии 1, (1') и 2, (2') соответственно)

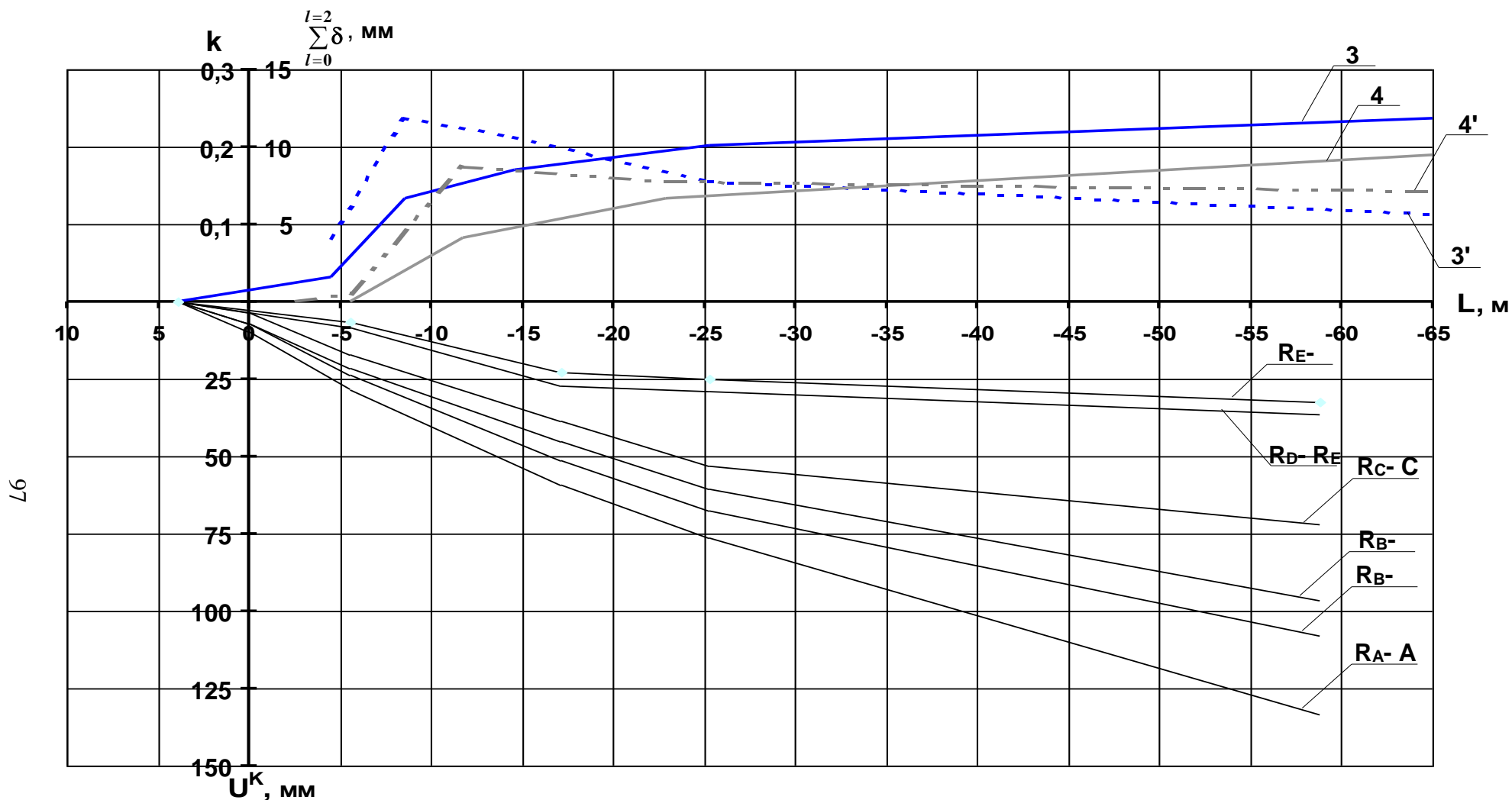


Рис. 4.15. Графики смещения контурных реперов (U^K , мм), роста суммарного раскрытия трещин двухметрового приконтурного слоя кровли $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$, мм (линии 3 и 4), изменения соотношения $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ и U^K (k) (линии 3' и 4') в зависимости от расстояния до очистного забоя (L , м), построенные по данным измерений в штр. № 607 ш. "Юбилейная" на ЗС-2 в шпурах № 3 и № 4 (линии 3, (3') и 4, (4')) соответственно

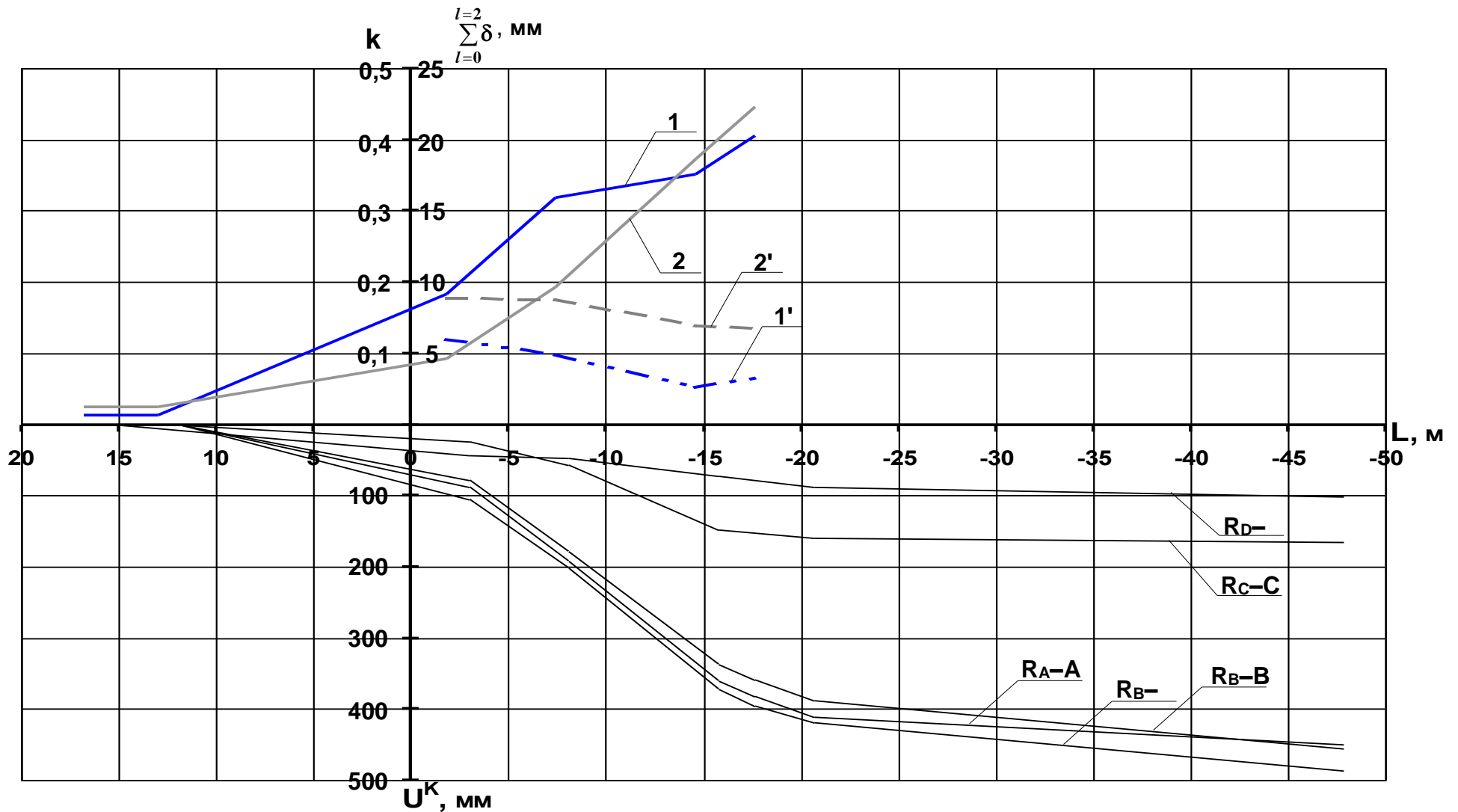


Рис. 4.16. Графики смещений контурных реперов (U^k , мм), роста суммарного раскрытия трещин двухметрового приконтурного слоя кровли $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$, мм (линии 1 и 2), изменения соотношения $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ и U^k (k) (линии 1' и 2') в зависимости от расстояния до очистного забоя (L , м), построенные по данным измерений в штр. № 518 ш. "Юбилейная" на ЗС-1 в шпурах № 1 и № 2 (линии 1, (1') и 2, (2') соответственно)

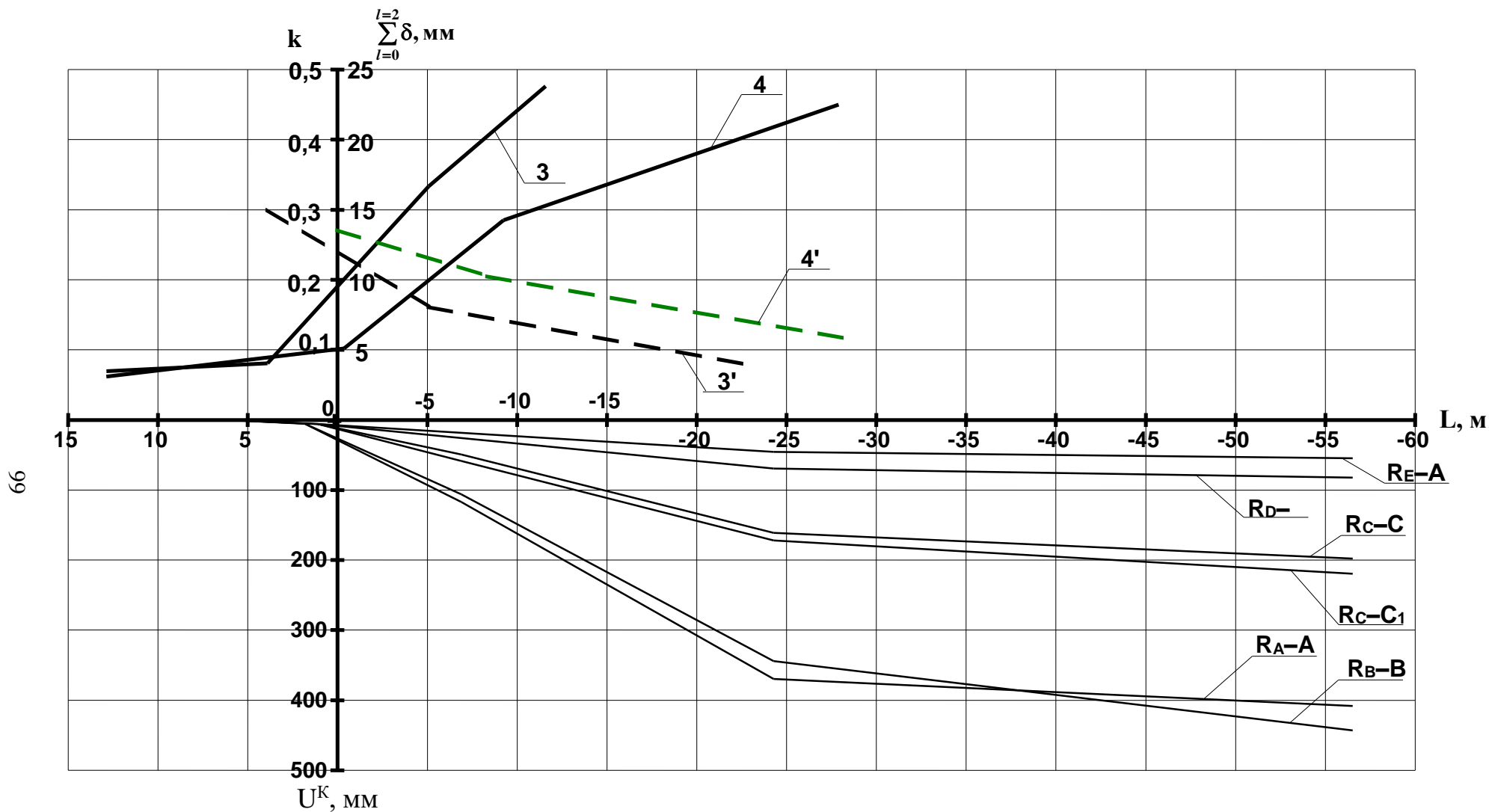


Рис. 4.17. Графики смещений контурных реперов (U^k , мм), роста суммарного раскрытия трещин двухметрового приконтурного слоя кровли $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$, мм (линии 3 и 4), изменения соотношения $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ и U^k (k) (линии 3' и 4') в зависимости от расстояния до очистного забоя (L , м), построенные по данным измерений в штр. № 518 ш. "Юбилейная" на ЗС-2 в шпурах № 3 и № 4 (линии 3, (3') и 4, (4') соответственно)

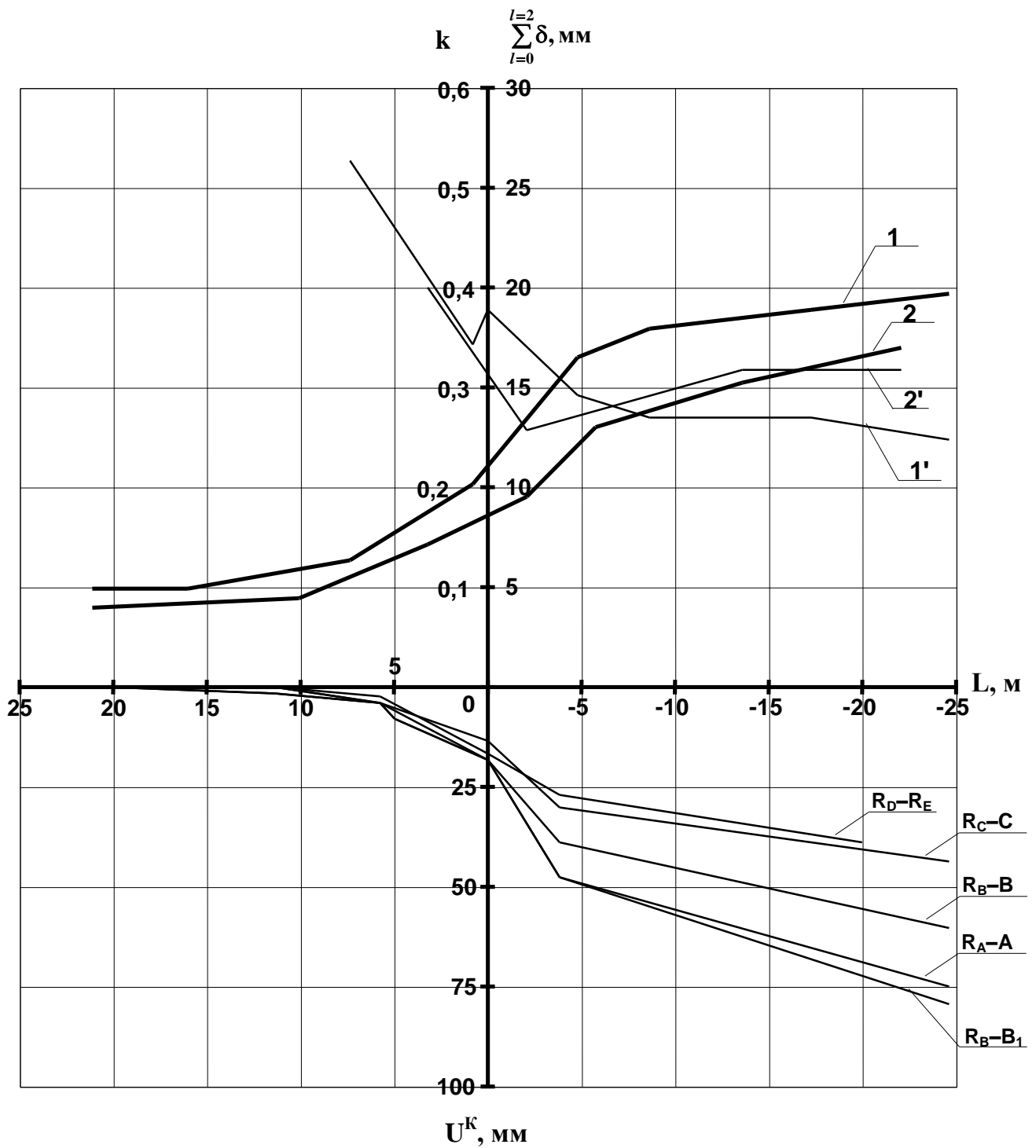


Рис. 4.18. Графики смещений контурных реперов (U^k , мм), роста суммарного раскрытия трещин двухметрового приконтурного слоя кровли $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$, мм (линии 1 и 2), изменения соотношения $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ и U^k (k) (линии 1' и 2') в зависимости от расстояния до очистного забоя (L , м), построенные по данным измерений в штр. № 517 ш. "Юбилейная" на ЗС-1 в шпурах № 1 и № 2 (линии 1, (1') и 2, (2') соответственно)

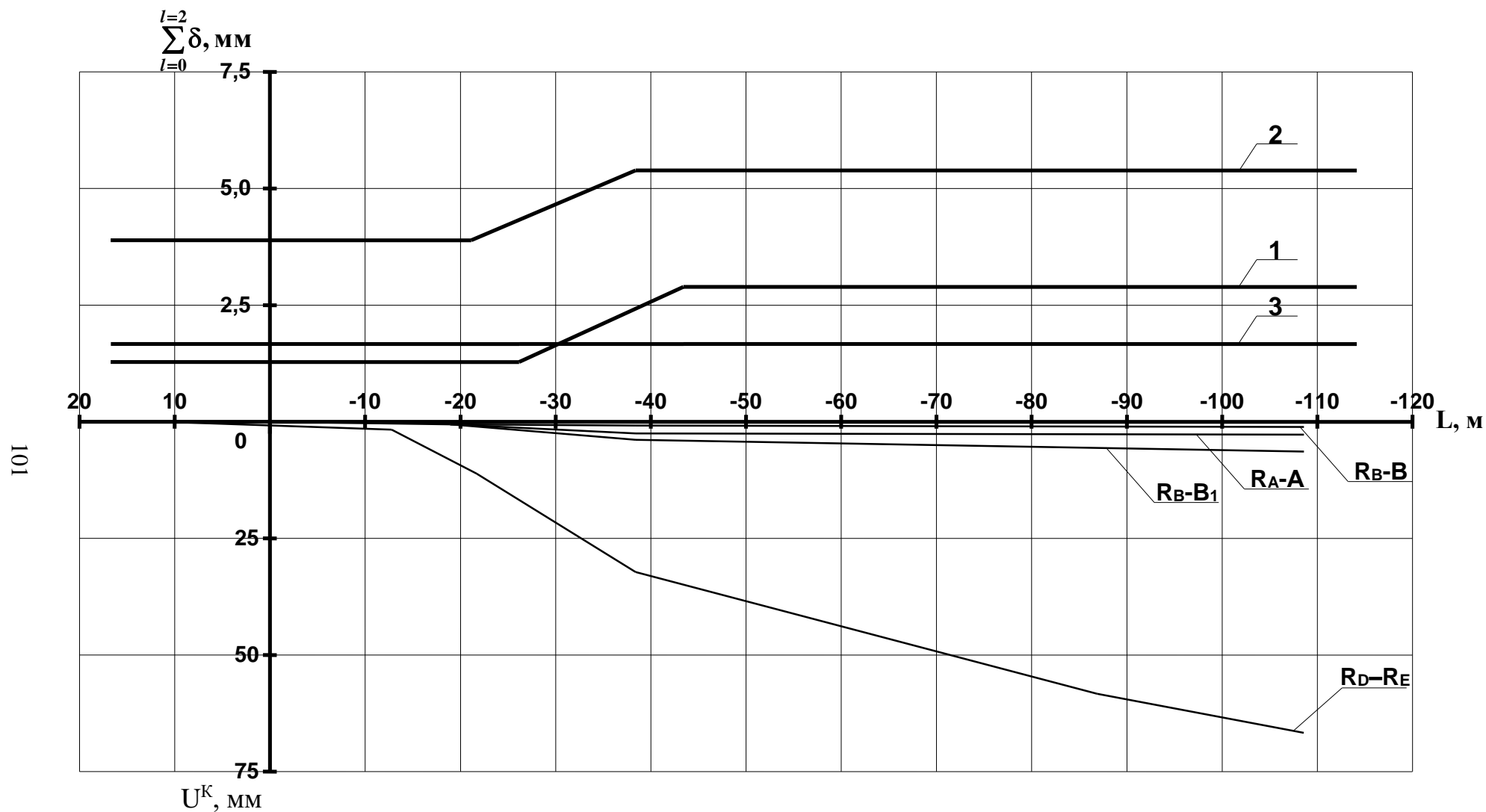


Рис. 4.19. Графики смещений контурных реперов (U^k , мм), роста суммарного раскрытия трещин двухметрового приконтурного слоя кровли $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$, мм (линии 1, 2 и 3) в зависимости от расстояния до очистного забоя

(L , м), построенные по данным измерений в штр. № 614 ш. "Аютинская" на ЗС-1 в шпурах № 1, № 2 и № 3 (линии 1, 2 и 3 соответственно)

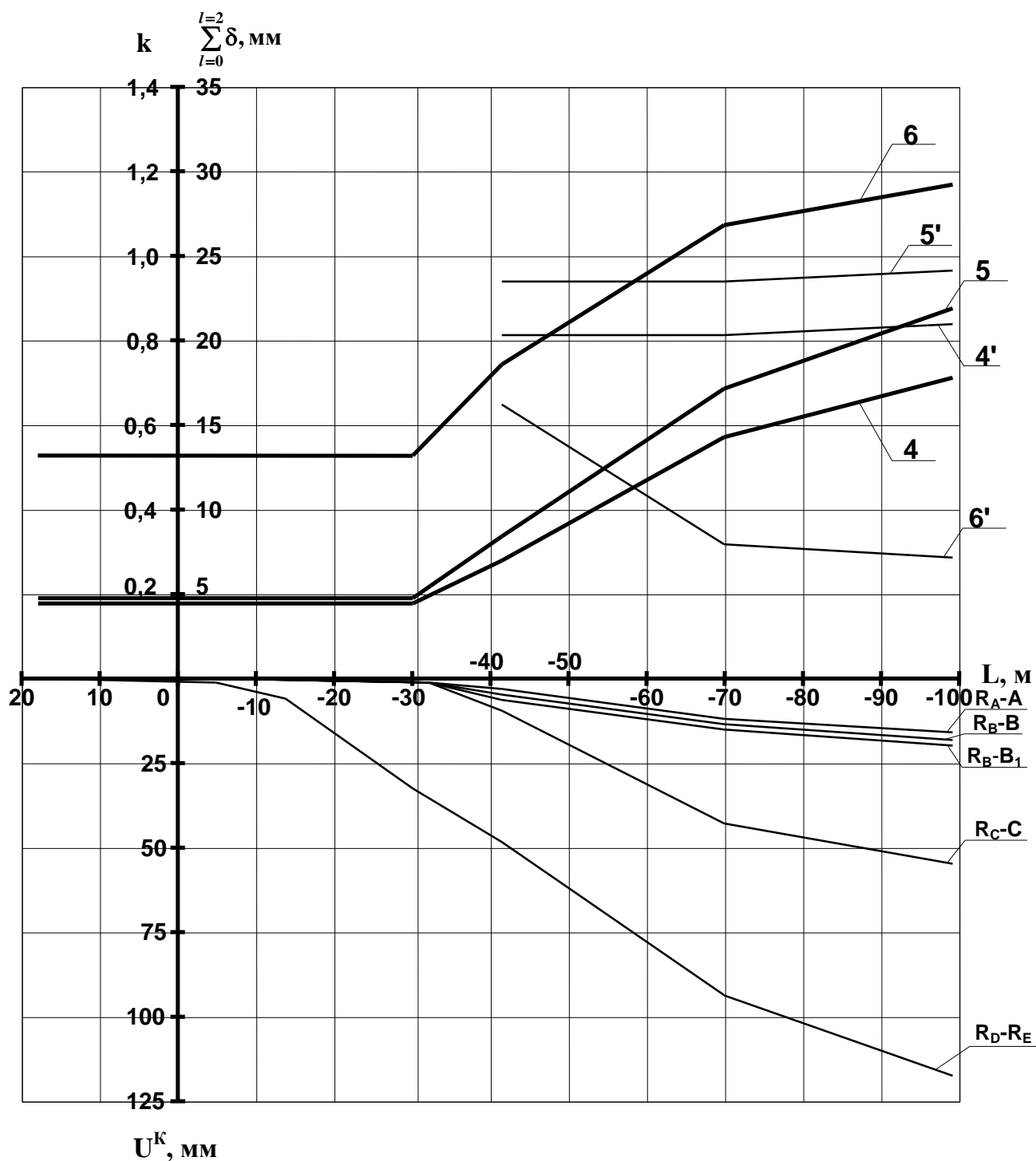


Рис. 4.20. Графики смещения контурных реперов (U^k , мм), роста суммарного раскрытия трещин двухметрового приконтурного слоя кровли $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$, мм (линии 4, 5 и 6), изменения соотношения $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ и U^k (k) (линии 4', 5' и 6') в зависимости от расстояния до очистного забоя (L , м), построенные по данным измерений в штр. № 614 ш. "Аютинская" на ЗС-2 в шпурах № 4, № 5 и № 6 (линии 4 (4'), 5 (5') и 6 (6') соответственно)

забоя первой лавы (зона опорного давления первой лавы) при бесцеликовой охране выработок, и на расстоянии 4-12 м за забоем первой лавы при охране штрека целиком. Начало периода проявлений опорного давления отмечается как момент появления смещений пород боков и опусканий кровли выемочных выработок. В отдельных случаях первоначально наблюдаются смещения боков, а затем кровли выработок. Смещения верхнего бока происходят значительно интенсивнее смещений нижнего бока. Впереди очистного забоя наиболее интенсивно опускается кровля штреков с верхней стороны (со стороны лавы), а наименьшая интенсивность опусканий кровли наблюдается с нижней стороны. Значения смещений кровли штреков в створе лавы составляют 9-67 мм – с верхней стороны, 6-60 мм – посередине, 3-18 мм – с нижней стороны.

За очистным забоем формируется зона интенсивных смещений, протяженность которой составляет 20-25 м в штреке № 518; 40-50 м – в штреке № 517; около 70 м – в штреке № 607 шахты «Юбилейная»; более 100 м – в штреке № 614 шахты «Аютинская». Средняя скорость опускания кровли в этой зоне составляет 1,6 мм/сут.; 15,7 мм/сут.; 8,5 мм/сут.; 0,6 мм/сут. соответственно в штреках № № 607, 518, 517 и 614. Наибольшие значения кровли наблюдаются с верхней стороны штреков, за исключением участка штрека № 614, где вблизи ЗС-2 расположена камера. Разность смещений кровли у противоположных стенок – 15-25 мм; 215-250 мм; 55 мм; 2-38 мм соответственно в штреках № № 607; 518; 517 и 614. При достижении разности смещений кровли у противоположных стенок выработки 40-80 мм, что зависит от величины пролета выработки и физико-механических свойств вмещающих ее пород, происходит разлом кровли со стороны угольного массива. Аналогичный разлом может происходить и со стороны охранной полосы.

Наибольшая скорость сближения боков наблюдается в штреке № 518 (2,6-2,8 мм/сут.), а в штреках № № 607, 517; 614 она составляет 1,0-1,3 мм/сут. При этом значения смещений верхнего бока существенно

превышают значения смещений нижнего. На отдельных участках штреков шахты “Юбилейная” имело место разрушение уже деформированной бермы. Это приводит к увеличению ширины выемочной выработки и интенсификации трещинообразования и смещений.

За зоной интенсивных смещений следует зона стабилизации. В этой зоне скорость смещений кровли штреков не превышает 1 мм/сут. и затухает с удалением от очистного забоя. На расстоянии 100 м за лавой наибольшие значения смещений кровли составляют 125; 500; 350 и 50 мм соответственно в штреках № № 607; 518; 517 и 614. При смещениях кровли более 200 мм наблюдаются деформации элементов деревянной крепи, с увеличением значений смещений до 500 мм более половины рам имеют деформации, что требует производства ремонтных работ для обеспечения возможности повторного использования штреков. На участках штреков с двухсторонним разломом кровли в зоне опорного давления второй лавы заанкерованная породная толща может обрушаться. Образование разломов кровли штреков, параллельных оси последних, увеличивает вероятность вывалообразования на сопряжении их с очистной выработкой.

Развитие трещин расслоения кровли штреков начинается одновременно с началом процесса опусканий её. При отсутствии трещин в породах кровли смещения не наблюдаются. За лавой мощность приконтурного слоя, подверженного расслоению, не превышает 1,5 м. После вовлечения в механическую работу рам деревянной крепи со средними стойками (ремонтинами) ширина раскрытия трещин расслоения, расположенных на удалении до 150 мм от контура, уменьшается. Замеры ширины раскрытия трещин с фиксацией их положения выполнялись в шпурах различной глубины (1,7-2,0 м) с различными углами отклонения от нормали к плоскости кровли (1-20°).

Графики изменения суммарной ширины раскрытия трещин приконтурного слоя пород $\Sigma\delta$ в зависимости от расстояния до очистного забоя L приведены на рис. 4.14-4.20. Номер каждой линии на графиках

соответствует номеру шпура в котором проводились замеры. Из графиков видно, что интенсивность расслоения кровли посередине ее пролета выше, чем у края со стороны нижнего бока штрека. При этом интенсивность расслоения зависит от характеристик начальной трещиноватости, под которой понимается суммарное раскрытие трещин двухметрового приконтурного слоя до влияния очистных работ. Увеличение начальной трещиноватости приводит к росту интенсивности расслоения. Графики $\sum\delta = f(L)$, построенные по данным наблюдений на разных замерных станциях в одном и том же штреке, имеют идентичный геометрический вид, построенные же по данным наблюдений в разных штреках – геометрически различны. Это свидетельствует о том, что породные и горнотехнические условия проведения и поддержания выемочных выработок определяют характер расслаиваемости кровли.

В штреке № 614 ш. «Аютинская» ЗС-2 была расположена в 3 м (ПК46), а ЗС-1 – в 11 м (ПК46 + 8 м) от камеры, пролет по кровле которой на 1,0-1,3 м шире, а высота подрывки кровли – на 0,5-1,1 м больше, чем в штреке. Увеличенное сечение камеры, наличие дополнительных плоскостей обнажения обеспечили формирование зоны повышенной трещиноватости, с удалением от камеры число трещин расслоения и величина их раскрытия уменьшаются. Величина суммарной ширина раскрытия трещин расслоения двухметрового приконтурного слоя кровли вне зоны влияния очистных работ на ЗС-1 составляет 1,3 и 1,6 мм у стенок штрека и 4,0 мм – посередине пролета кровли, на ЗС-2 этот же параметр составляет 4,6; 13,4 мм – у стенок штрека и 4,8 мм – посередине пролета кровли.

Смещения кровли штрека в зоне влияния опорного давления лавы № 614 на ЗС-1 практически не наблюдались, а на ЗС-2 на расстоянии 100 м за очистным забоем были зафиксированы следующие их значения: 16; 54 мм у противоположных стенок выработки, 18 мм – посередине ее пролета. Однако интенсивность опускания кровли и на ЗС-2 была низкой – 0,3-0,9 мм/сут. Показатель $\sum\delta$ в 100 м за лавой на ЗС-2 в 6-17 раз у стенок и в 4 раза

посередине пролета штрека был больше, чем на ЗС-1, а значения сближений боков на ЗС-2 в 1,8 раза больше, чем на ЗС-1. Это доказывает, что увеличение сечения выработки способствует развитию трещиноватости и росту интенсивности смещений пород кровли.

С целью оценки влияния трещиноватости пород кровли на ее смещения были построены соответствующие графики. Графики, построенные по данным замеров на шахте «Юбилейная» (рис. 4.21-4.22), представляют собой ветвь параболы. Графики, построенные по данным замеров в штреках шахты «Аютинская» (рис. 4.23), имеют линейный вид. После приведения всех графиков к началу координат были определены значения смещений кровли U^k посередине ее пролета по фиксированным величинам $\sum\delta$. Разброс полученных данных составил 17-25%; 37-90%; 17-80% соответственно для штреков № 518; № 607 и вместе взятых № № 517, 518 и 607. Разброс значений смещений кровли U_k у нижнего бока по фиксированным величинам $\sum\delta$ составил 9-29%; 0-29%; 46-66% для штреков № 518, № 607 и вместе взятых № № 517; 518 и 607 соответственно.

По данным осмотра каждого шпура и замеров смещений на ближайшей к нему замерной станции был вычислен коэффициент соотношения расслоений и смещений кровли $K = (\sum\delta - \sum\delta^0) \cdot l / U_k$, где $\sum\delta^0$ - суммарное раскрытие трещин расслоения двухметрового приконтурного слоя пород кровли до начала влияния очистных работ. Результаты вычислений представлены в графическом виде на рис. 4.14-4.20. Значения K посередине пролета кровли составляют 0,25-0,53; 0,06-0,29; 0,08-0,34 соответственно в штреках № № 517; 518; 607 шахты «Юбилейная», а со стороны нижнего бока – 0,32-0,40; 0,14-0,27; 0,02-0,34 в этих же штреках.

Графики показывают, что с увеличением смещений значения коэффициента K уменьшаются. Впереди забоя лавы в зоне опорного давления он изменяется в пределах 0,24-0,44 – посередине пролета кровли, 0,10-0,40 – со стороны нижнего бока. В зоне интенсивных смещений при отработке запасов без оставления целиков угля $K = 0,05-0,54$ – посередине

пролета кровли и $K = 0,12-0,34$ – со стороны нижнего бока, а при охране штреков целиками, соответственно $K = 0,83-0,84$ и $K = 0,29-0,97$. В зоне установившегося горного давления в условиях штрека № 607 $K = 0,10-0,17$ – посередине пролета кровли, $K = 0,12-0,16$ – со стороны нижнего бока.

Данные наблюдений в ходке № 4 показали, что процесс смещений вмещающих вентиляционный ходок № 4 пород носит незатухающий характер; наиболее интенсивно смещаются породы боков выработок, менее интенсивно смещаются породы почвы; наименьшая интенсивность смещений вмещающих ходок пород наблюдается со стороны кровли; опускание кровли обусловлено ростом суммарного раскрытия трещин расслоения, о чем свидетельствуют наложения графиков суммарного раскрытия трещин трехметрового приконтурного слоя пород кровли и опусканий контура кровли; значительному расслоению подвержены породы кровли ходка на удалении от контура до 1,5 м; рост суммарного раскрытия трещин приконтурного слоя пород кровли во времени происходит по линейному закону; возникновение трещин расслоения наблюдается на удалении от контура кровли до 40 см, а рост суммарного раскрытия трещин 3-х метрового приконтурного слоя кровли происходит за счет опускания уже образовавшихся слоев пород кровли.

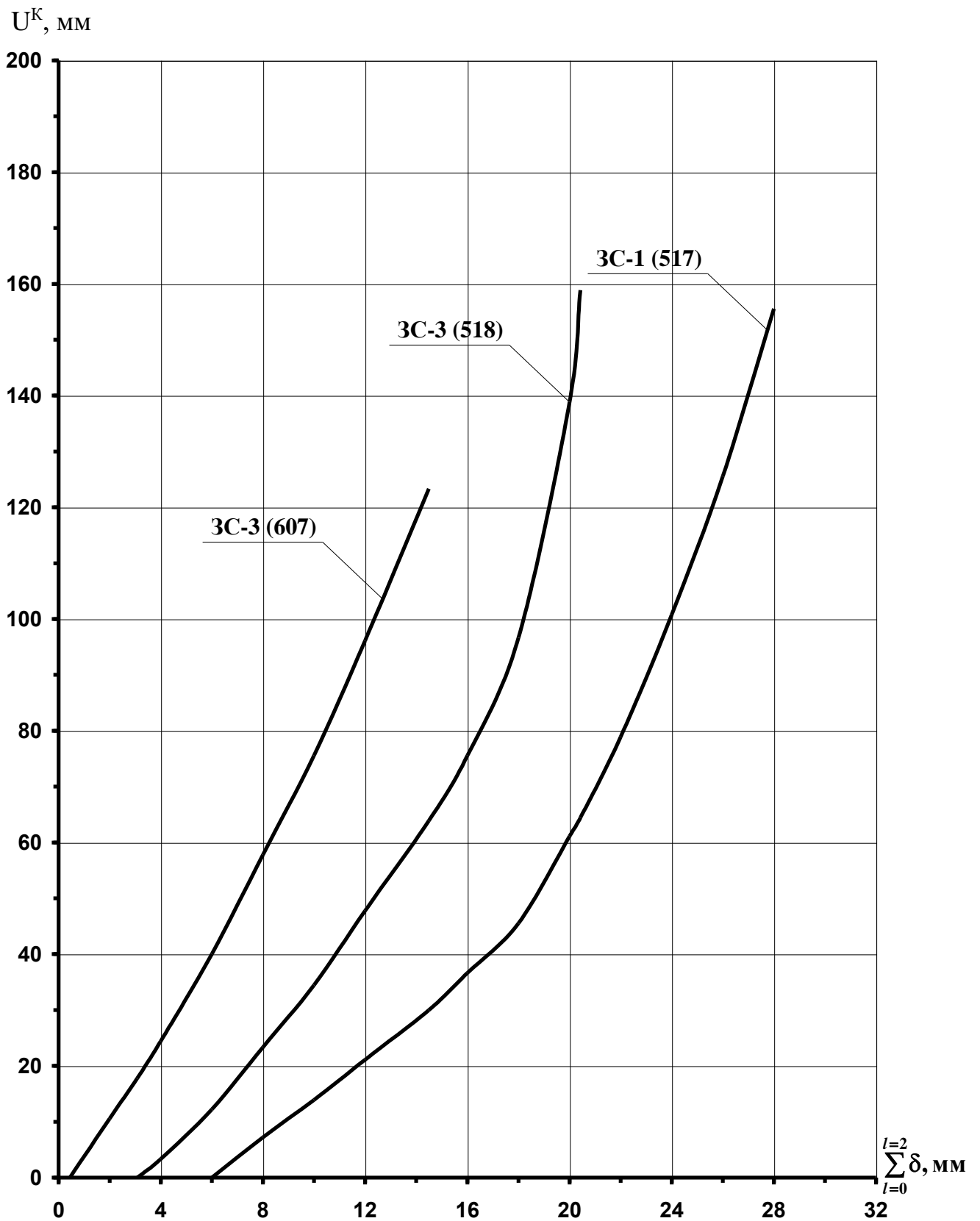


Рис.4.21. Графики зависимостей смещений контурных реперов U^K от роста суммарного раскрытия трещин $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ двухметрового приконтурного слоя кровли соответственно в штреках № 517, № 518 и № 607 ш. "Юбилейная" на замерных станциях 1, 3 и 3

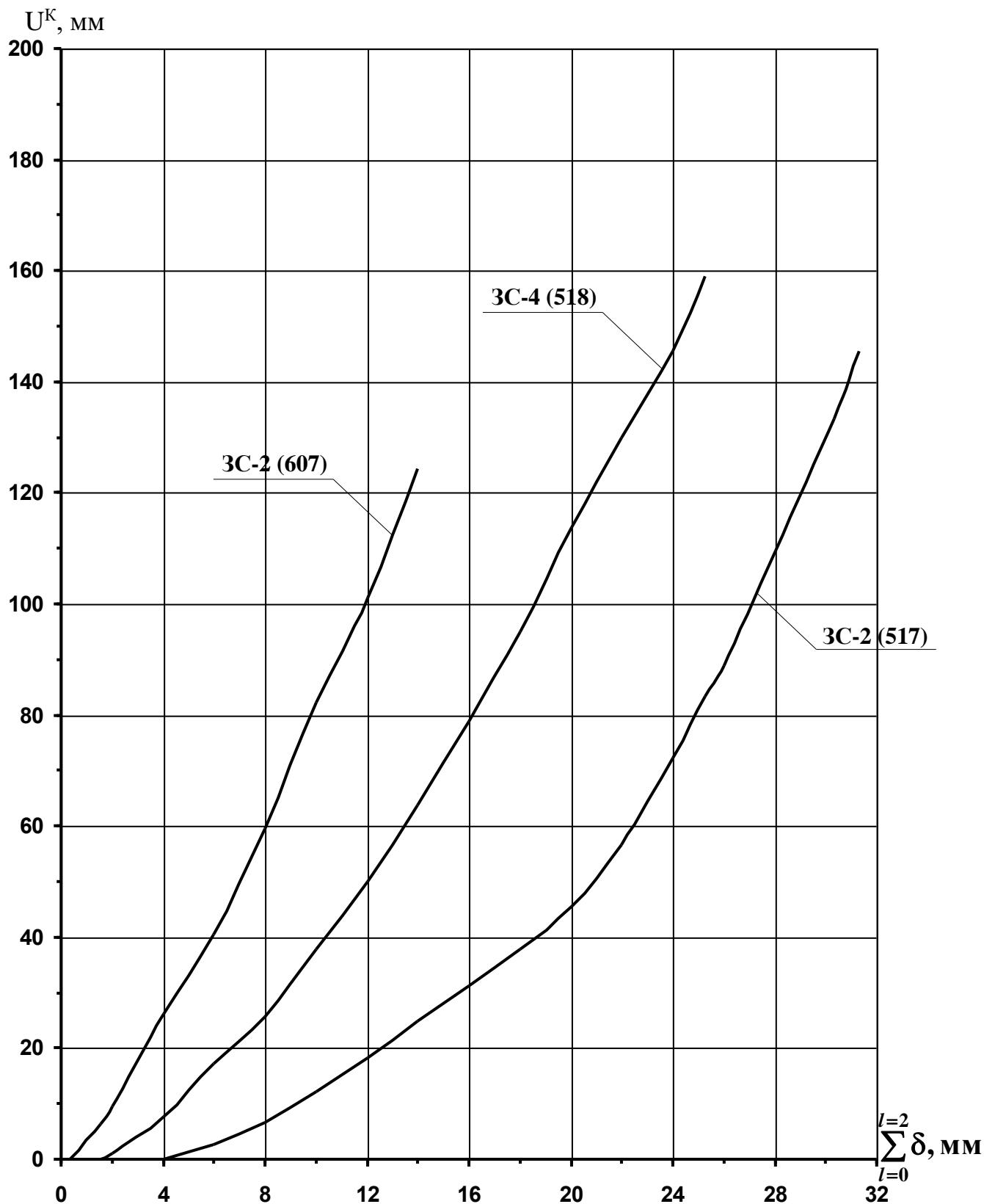


Рис. 4.22. Графики зависимостей смещения контурных реперов U^K от роста суммарного раскрытия трещин $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ двухметрового приконтурного слоя кровли соответственно в штреках № 517, № 518 и № 607 ш. "Юбилейная" на замерных станциях 2, 4 и 2

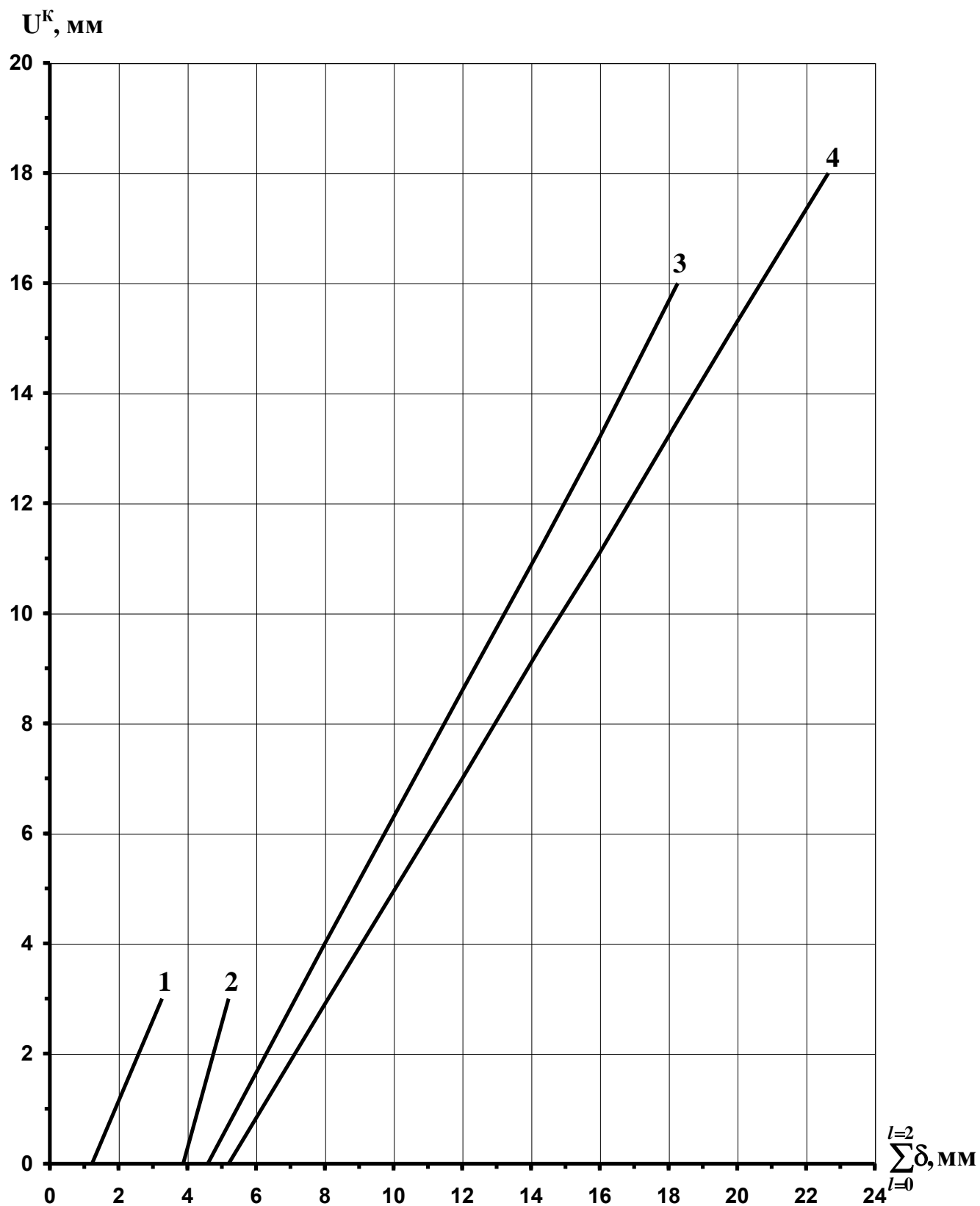


Рис. 4.23. Графики зависимостей смещений контурных реперов U^K от роста суммарного раскрытия трещин $\sum_{l=0}^{l=2} \delta$ двухметрового приконтурного слоя кровли соответственно в штреке №614 ш. "Аютинская" на замерных станциях № 1 и № 2 (линии 1 и 2, 3 и 4)

4.3 Развитие трещиноватости в боках горных выработок

Шахтные исследования процесса развития трещиноватости были проведены в штреках № 407 и № 504 шахты им. 50-летия Октября ОАО «Гуковуголь», в штреке № 130 шахты им. Октябрьской Революции, в бортовом ходке № 9 шахты «Глубокая», в штреке № 520 шахты «Юбилейная» ОАО «Ростовуголь».

Промежуточный штрек № 407 шахты им. 50-летия Октября был пройден по угольному пласту l_6^H с присечкой пород кровли и почвы (коэффициент подрывки составил 0,63) буровзрывным способом. Он имеет сводчатую форму поперечное сечение (рис. 4.24) шириной 5,5-6,2 м и высотой 3,7-3,9 м вчере, закреплен трехзвенной металлической арочной крепью АП-15,5 с шагом установки рам 0,9 м. В качестве межрамного ограждения в своде выработки использованы железобетонные затяжки, а в боках – деревянные затяжки и металлическая сетка. Глубина расположения штрека 1005-1025 м. Охраняется штрек целиками угля размером 2,5 x 2,5 м.

На опытном участке мощность пласта l_6^H составляет 1,19 м, угол падения – 9^0 . Вместе с пластом «чистого» угля вынимается слой кальцита с большим количеством глинистого материала и линзочек угля («грязный» уголь) мощностью 0,12 м.

Непосредственная кровля пласта l_6^H относится к среднеустойчивым, представлена песчано-глинистым сланцем, темно-серым, с горизонтальной слоистостью и обилием углефицированных растительных остатков, мощностью 0,2-1,1 м, имеет предел прочности на одноосное сжатие 73,0 МПа. Шаг обрушения пород непосредственной кровли – 1-3 м. При мощности менее 0,5 м и в зонах ПГД непосредственная кровля классифицируется как неустойчивая.

Основная кровля пласта является труднообрушающейся (шаг обрушения 35-60 м), представлена песчаным сланцем мощностью 12,4 м, имеет предел прочности на одноосное сжатие 79,0-89,5 МПа.

В непосредственной почве пласта залегает песчано-глинистый сланец темно-серый до черного, комковатой текстуры с остатками корневищ растений, с включениями округлых конкреций пирита, мощностью 0,25-0,70 м (0,61 м), с пределом прочности на одноосное сжатие 30,0-50,0 МПа. Ниже залегает сланец песчаный серый, плотный, со слабовыраженной линзовидно-волнистой слоистостью, с редкими прослойками песчаного материала, мощностью до 2,6 м (0,60 м), имеет предел прочности на одноосное сжатие, равный 60,0-80,0 МПа.

Под песчаным сланцем залегает кварцевый песчаник, кремнистый, мелкозернистый, очень крепкий ($\sigma_{сж} = 122,6-212,2$ МПа), от светлого до светло-серого цвета, мощностью более 30,0 м.

На опытном участке (ПК51 ± 10 м) замерная станция была оборудована пятью контурными реперами, заложенными в кровлю (R_A, R_B, R_C) и бока (R_D, R_E) выработки в одном вертикальном сечении. Для оценки с помощью оптического прибора типа РВП местоположения и ширины раскрытия трещин были пробурены шпурсы: два (r_1, r_2) – в кровлю штрека на глубину 4 и 2 м, один (r_3) – в берму верхнего бок на глубину 2 м; три (r_4) – в кровлю нижнего бока на глубину 3,0 м (рис. 4.24).

Результаты наблюдений приведены на рис. 4.25-4.29.

Промежуточный штрек № 504 шахты им. 50-летия Октября был пройден по пласту l_6^H с присечкой пород кровли и почвы. Глубина его расположения от земной поверхности – 940 м. Выработка имеет сводчатое поперечное сечение шириной 5,3-5,8 м и высотой 3,6-3,9 м вчерне, закреплена металлической арочной крепью АП-13,8 с шагом установки рам 0,9 м. В качестве межрамного ограждения в своде выработки использовались железобетонные затяжки, в боках - металлическая сетка. Охраняется штрек железобетонными тумбами в кострах и двухрядной крепью. Мощность пласта l_6^H - 1,1-1,2 м, угол падения -6-8°. В районе опытного участка над пластом наблюдается переслаивание угля и кальцита мощностью (0,12 м, 20-30 МПа).

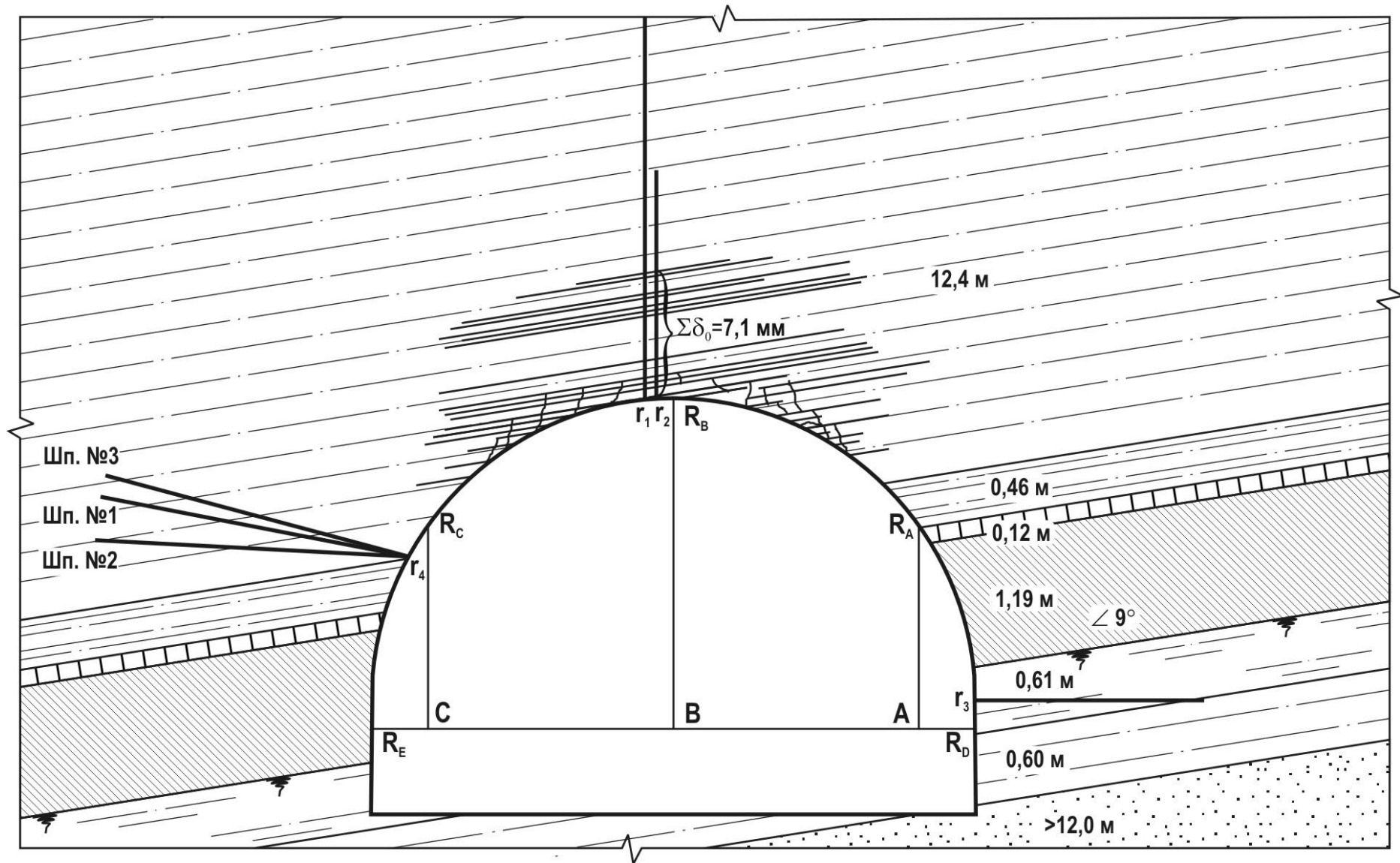


Рис 4.24. Схема замерной станции в промежуточном штреке № 407 шахты им. 50-летия Октября

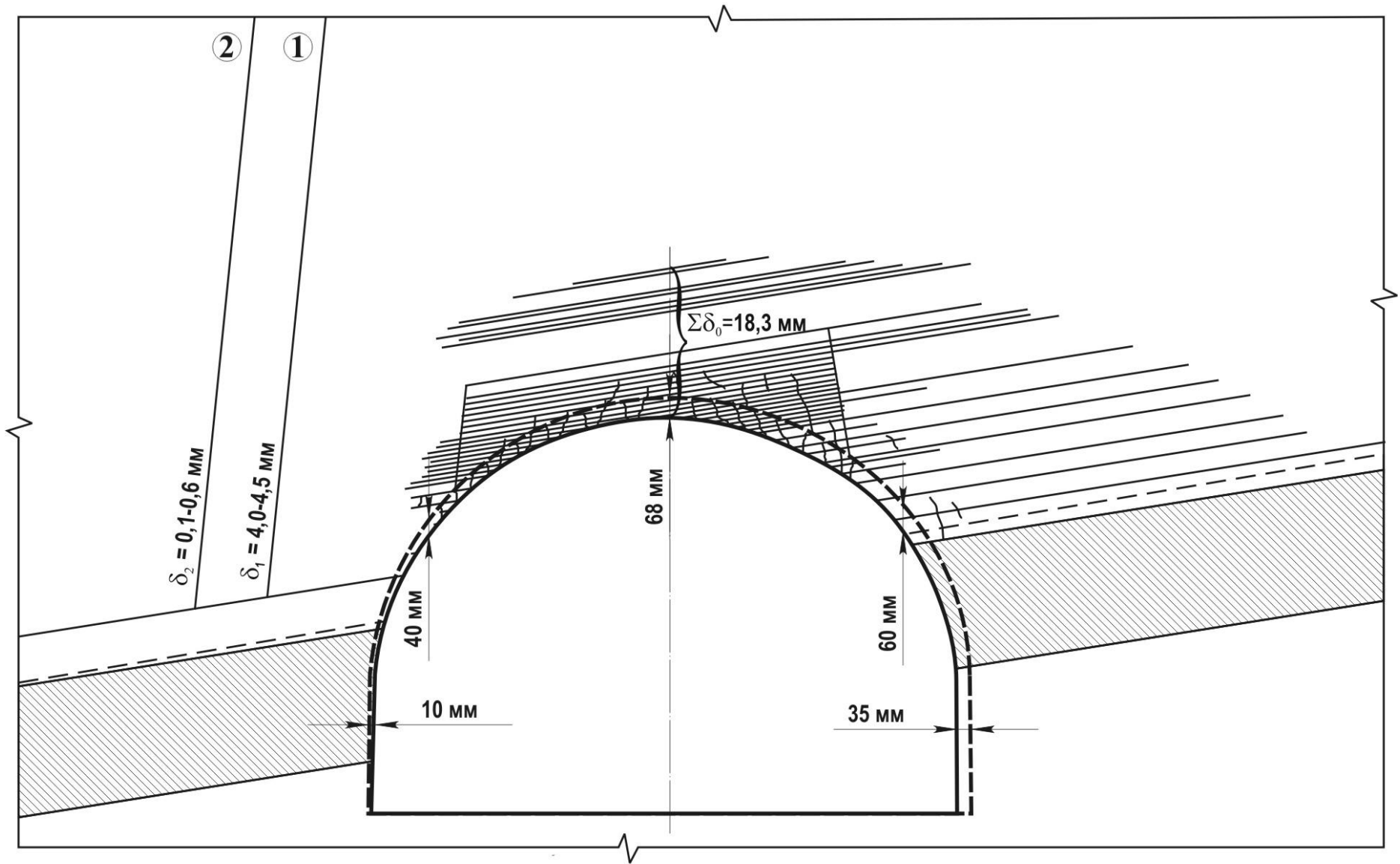


Рис. 4.26. Характер деформаций и трещинообразования в горных породах, вмещающих штрек № 407 шахты им. 50-летия Октября, в зоне опорного давления лавы № 407 на расстоянии 10 м от неё

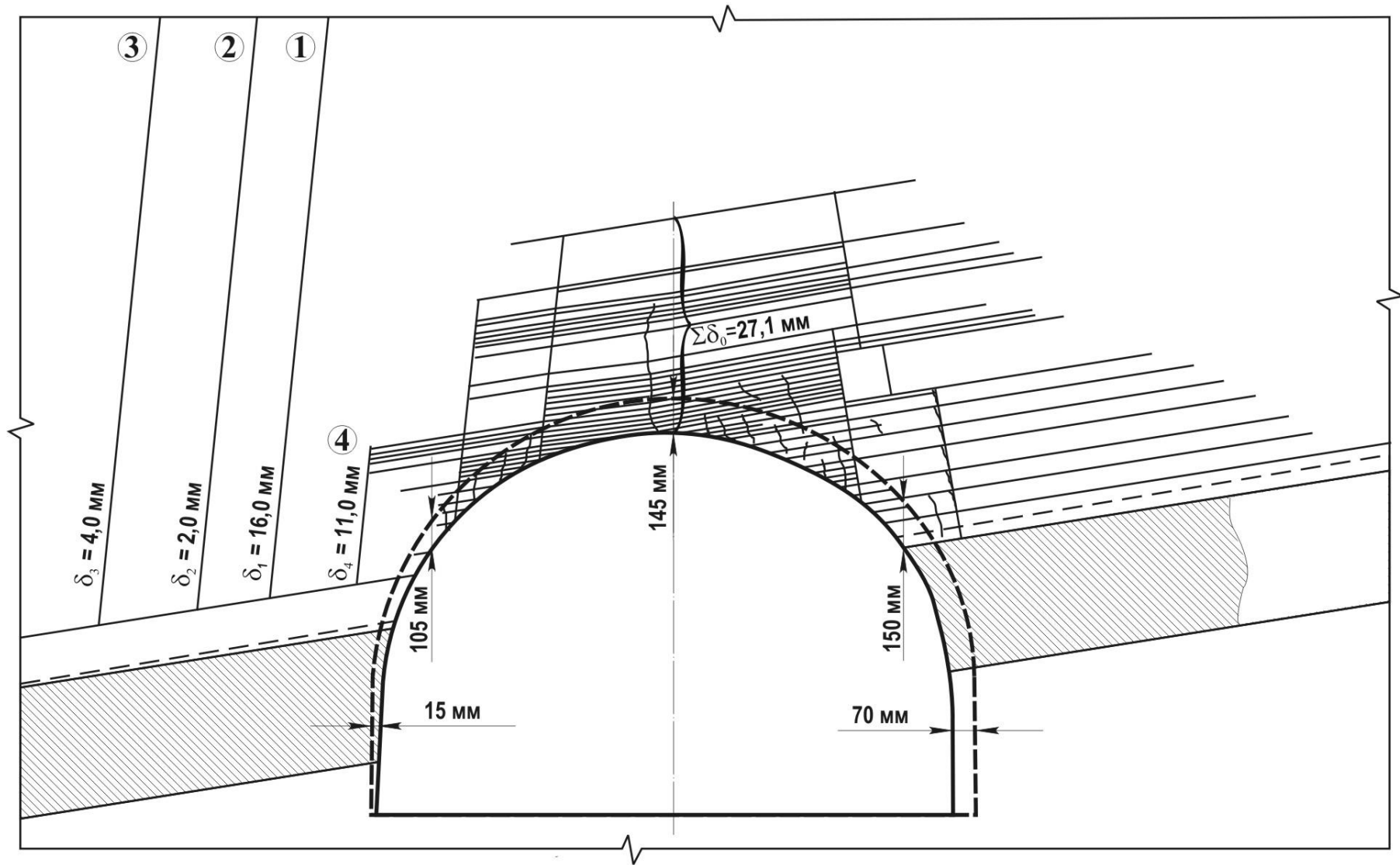


Рис. 4.27. Характер деформаций и трещинообразования в горных породах, вмещающих штрек № 407 шахты им. 50-летия Октября, за лавой № 407 на расстоянии 5 м от неё

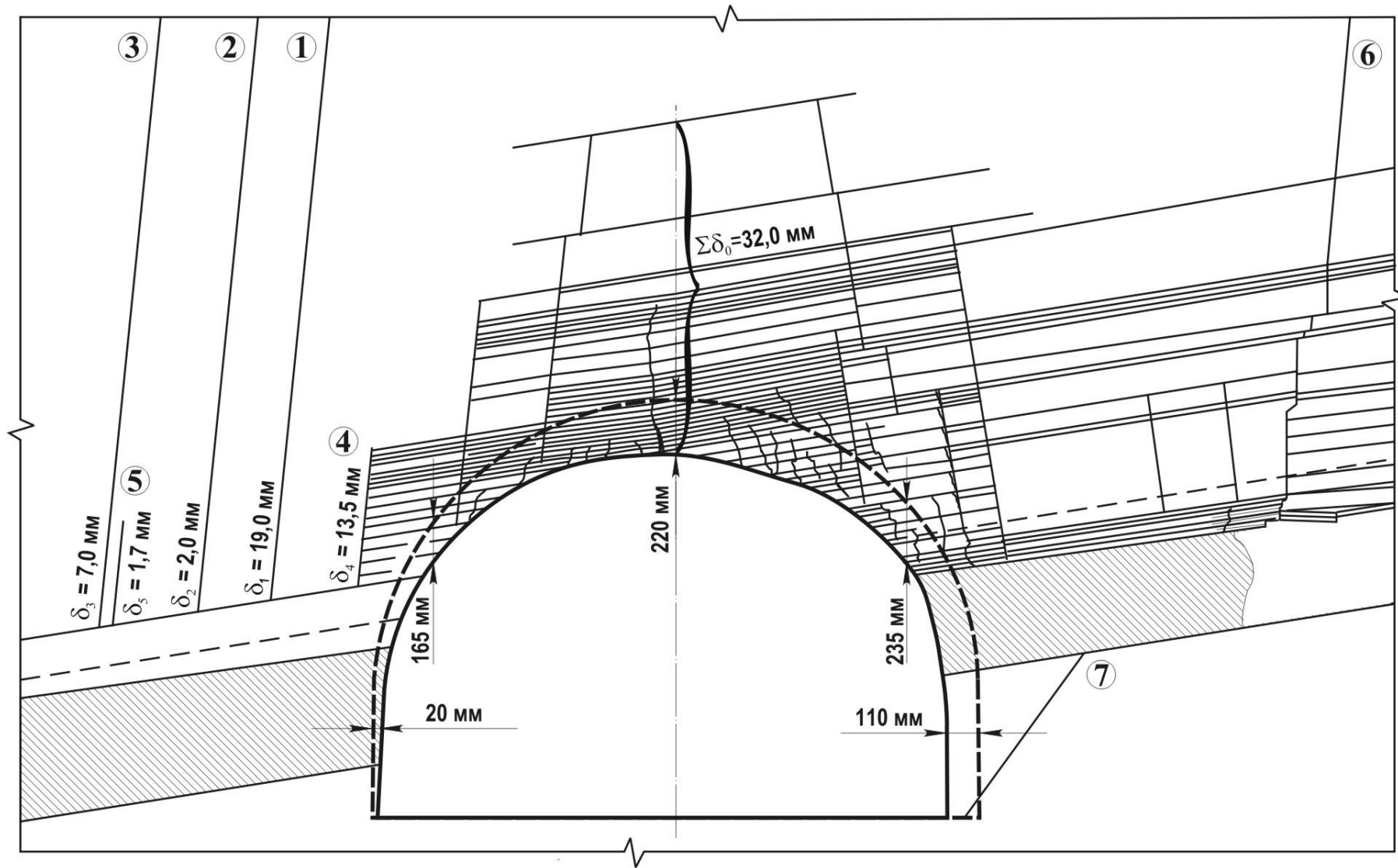


Рис. 4.28. Характер деформаций и трещинообразования в горных породах, вмещающих штрек №407 шахты им 50-летия Октября, за лавой на расстоянии 18 м от неё

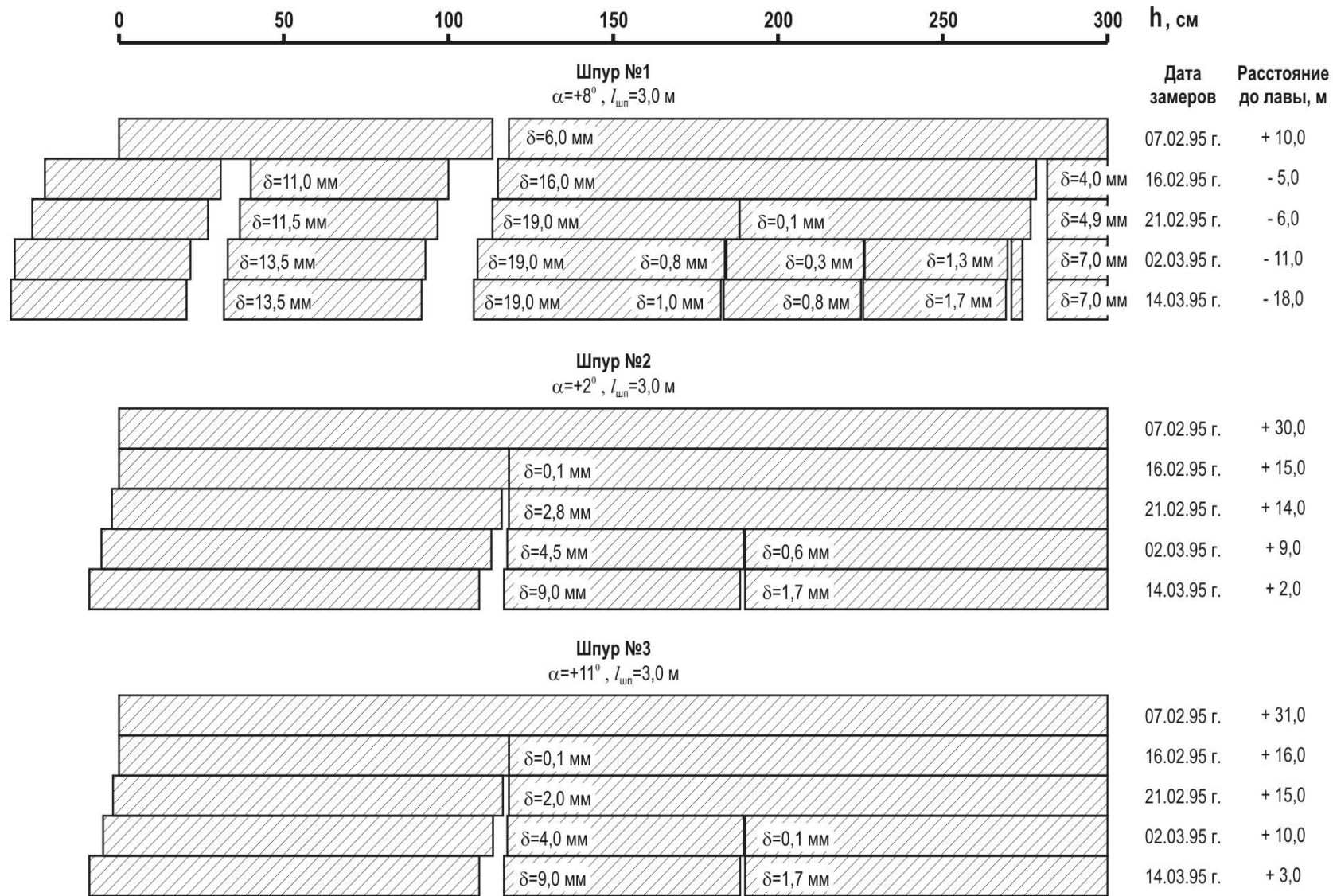


Рис. 4.29. Динамика развития трещиноватости приконтурного слоя пород нижнего бока штрека №407 шахты им. 50-летия Октября

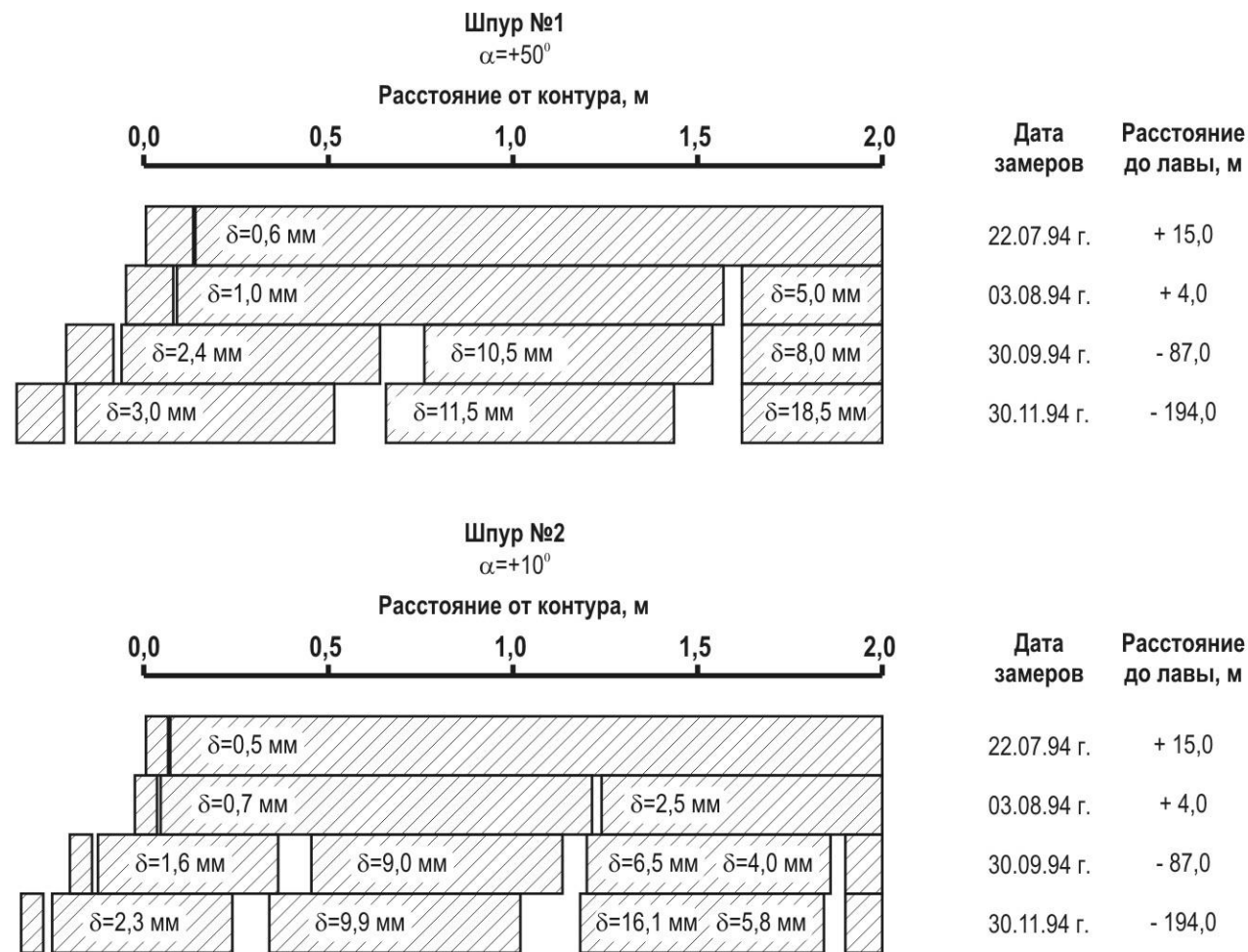


Рис. 4.30. Динамика развития поперечных напластованию трещин кровли пласта со стороны нижнего бока штрека № 504 шахты им. 50-летия Октября

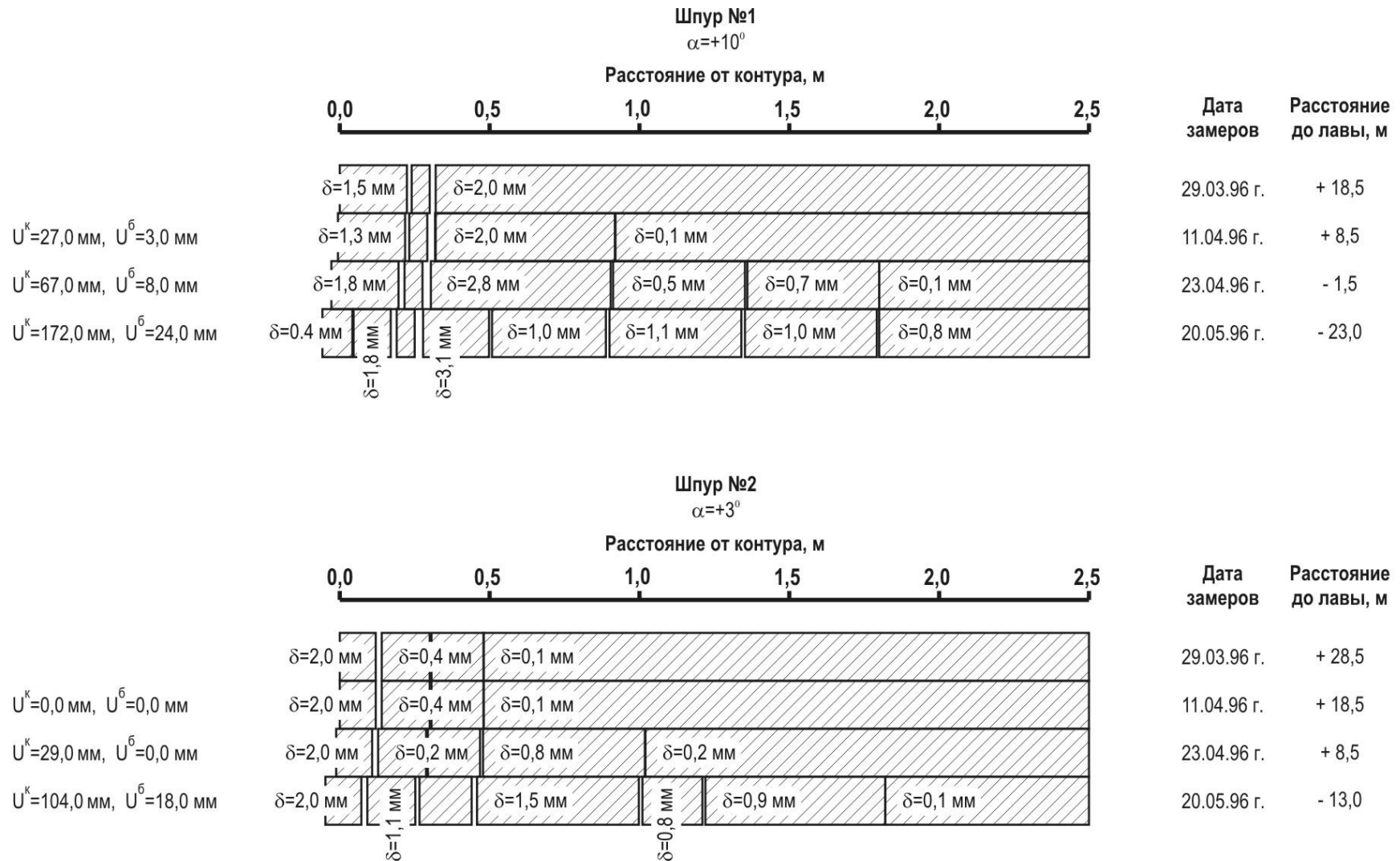


Рис. 4.31. Динамика развития поперечных напластованию трещин кровли пласта со стороны нижнего бока штрека № 130 шахты им. Октябрьской революции

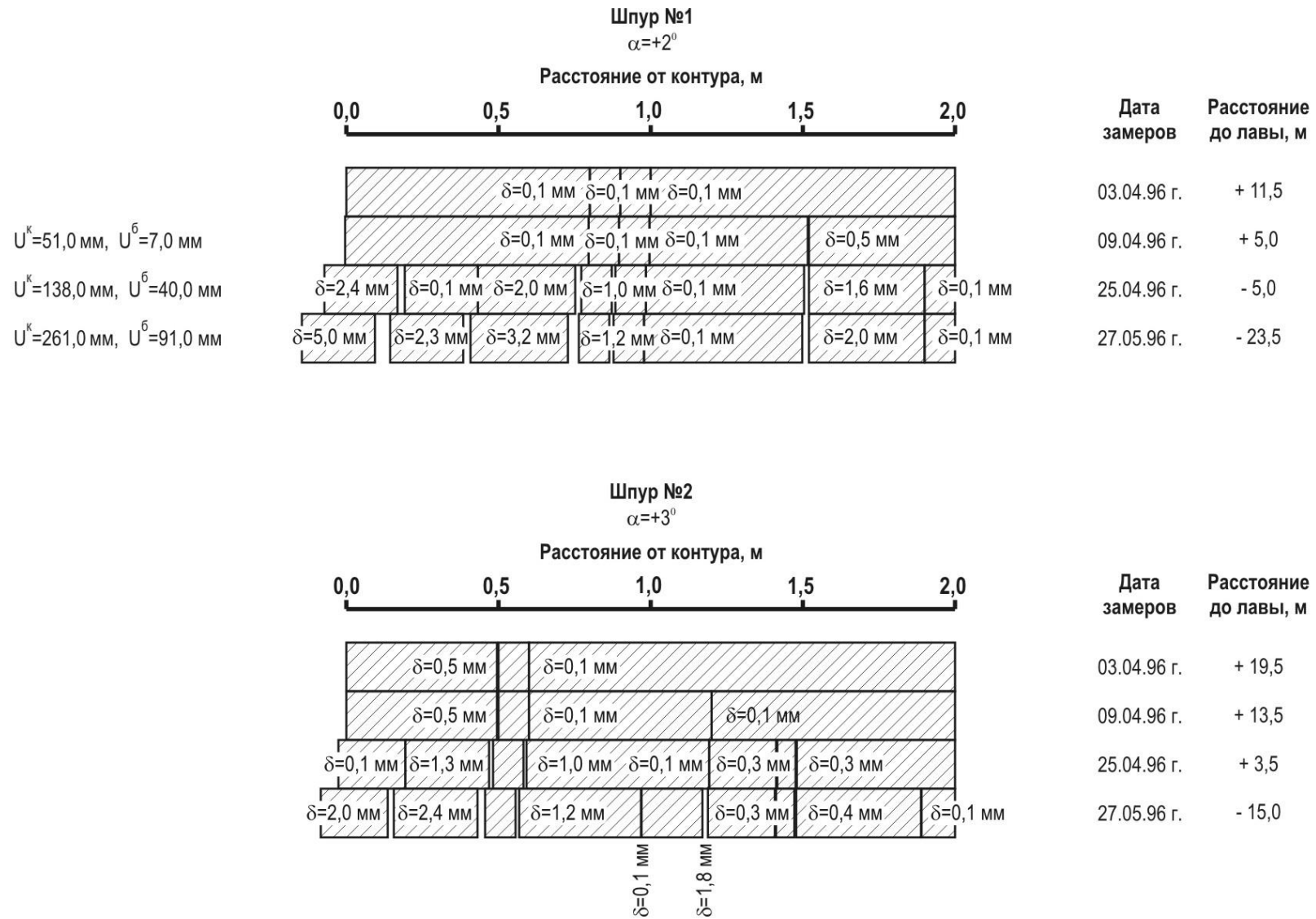


Рис. 4.32. Динамика развития поперечных напластованию трещин кровли пласта со стороны нетрунутого массива в боку бортового хода № 9 шахты «Глубокая»

Выше пласта залегает слой песчано-глинистого сланца мощностью 0,20 м и прочностью на одноосное сжатие 40 МПа. Над ним расположен песчаный сланец мощностью до 10,0 м, прочностью на одноосное сжатие 50-70 МПа. Слои песчаного сланца косые или горизонтальные, тонкие, с углистыми прослоями, слюдистыми или кварцевыми. Это обуславливает слабый контакт между слоями. Наблюдается субвертикальная трещиноватость (1-2 трещины/м). Песчаный сланец не обводнен, устойчивость его ниже средней.

В почве пласта расположен слой песчано-глинистого сланца мощностью 0,45 м, прочностью на одноосное сжатие 40 МПа. Ниже залегает песчаный сланец мощностью до 5,0 м и прочностью на одноосное сжатие 50-70 МПа.

По длине штрека наблюдается частая смена литологического состава пород кровли. Так, на отдельных участках непосредственно над пластом залегает слоистый песчаник мощностью до 5 м, прочностью на одноосное сжатие 90-140 МПа, со слабым контактом между слоями, с углистыми, слюдистыми, пиритовыми прослоями, с субвертикальной трещиноватостью ($\angle 85^\circ-40^\circ$, 8-15 трещин/10 м). На других участках наблюдается замещение размытого песчаника песчаным сланцем. При этом непосредственно над пластом может залегать песчано-глинистый сланец мощностью от 0,0 до 0,9 м, прочностью на одноосное сжатие 40 МПа.

Замерная станция, оборудованная в штреке № 504, аналогична описанной выше (в штреке № 407), за исключением того, что в нижний бок (в кровлю пласта) были пробурены два шпура под углом 10 и 50° к горизонтали, длиной по 2 м. Результаты наблюдений приведены на рис. 4.30.

Штрек № 130 шахты им. Октябрьской Революции был пройден по пласту K_5^B с присечкой пород кровли и почвы. Выработка имеет сводчатое поперечное сечение шириной 4,8 -5,4 м и высотой 3,4-3,7 м вчерне. Закреплен штрек № 130 металлической арочной крепью АП-11,2 с шагом установки рам 0,9 м. В качестве межрамного ограждения в своде выработки

использовались железобетонные затяжки, в боках – металлическая сетка (на отдельных участках применена деревянная затяжка). Охраняется штрек угольным целиком шириной (по попаданию) 52 м. Глубина расположения выработки от земной поверхности – 640 м.

Угольный пласт K_5^B характеризуется сложным строением. Его основу составляет антрацит, трещиноватый (10-20 трещин/м), относительно крепкий, с твердыми включениями колчедана. На контакте с углем присутствует «ложная» кровля (глинистый сланец мощностью 0,10-0,20 м, прочностью на одноосное сжатие 35 МПа). Вынимаемая мощность пласта 1,35-1,65 м (средняя -1,55 м).

Непосредственную кровлю пласта представляет сланец песчано-глинистый, темно-серый, неясно-слоистый, мощностью 3 м, прочностью на одноосное сжатие 50-55 МПа. По данным геофизиков по штреку № 130 четко прослеживается межслоевой ослабленный контакт между непосредственной и основной кровлями. Непосредственная кровля характеризуется средней устойчивостью (за исключением участков ПК30-44, ПК60-69, на которых ожидается неустойчивая кровля). Основная кровля пласта является среднеобрушающейся (шаг обрушения равен 20-30 м), представлена сланцем песчаным, неяснослоистым мощностью 12 м, прочностью 80-85 МПа.

На опытном участке (ПК 44-45) была оборудована замерная станция с контурными реперами, заложенными в кровлю (R_B) и бока (R_D, R_E) выработки в двух вертикальных сечениях (ПК 44), и двумя шпурами (r_4), для осмотра с помощью оптического прибора, пробуренными в верхний бок штрека на ПК44 и ПК45 на глубину 2,5 м. Результаты наблюдений приведены на рис. 4.31.

Бортовой ходок № 9 шахты “Глубокая” был пройден по пласту K_5^B с присечкой пород кровли. Он имеет сводчатое поперечное сечение шириной 4,8-5,3 м и высотой 3,4-3,6 м вчерне. Закреплен ходок металлической арочной крепью АП-11,2 с шагом установки рам 0,9 м. В качестве межрамного ограждения использовались железобетонные затяжки (на

отдельных участках деревянные затяжки) в своде выработки и металлическая сетка – в боках. Охранялся штрек угольным целиком шириной 9-13 м.

Угольный пласт K_5^B имеет сложное строение, его мощность составляет 0,65-1,20 м (средняя – 1,00 м), угол падения – 8°. Текстура – массивная, разбит трещинами кливажа. На контакте с углем присутствует «ложная» кровля (песчаный сланец, близкий к песчано-глинистому, тонкорассланцованный, мощностью 0,10-0,16 м).

В непосредственной кровле пласта залегает песчаный сланец, мелкозернистый, полосчатый, слаботрещиноватый, средней устойчивости (неустойчивый на сопряжении с очистным забоем и в зонах влияния геологических нарушений), мощностью 8-10 м, прочностью на одноосное сжатие 70 МПа. На всем протяжении бортового ходка № 9 четко прослеживается межслоевой ослабленный контакт по угольному прослою мощностью до 0,25 м между непосредственной и основной кровлями.

Основная кровля является труднообрушающейся (шаг обрушения – 25-35 м) , представлена песчаным сланцем полосчатой текстуры, мелкозернистой структуры, прочностью на одноосное сжатие 90 МПа, мощностью в 16,3 м, включает угольный прослой мощностью 0,27 м.

На опытном участке (ПК56 – 1,3 м - ПК56 + 7,3 м) замерная станция была оборудована тремя контурными реперами, заложенными в кровлю (R_B) и бока (R_D , R_E) выработки в одном вертикальном сечении (ПК56 – 1,3 м) , и двумя шпурами (r_4) для осмотра их стенок оптическим прибором, пробуренными в верхний бок штрека (в кровлю пласта) на ПК 56 + 7,3 м на глубину 2,0 м. Результаты наблюдений в графическом виде представлены на рис. 4.32.

Механизм взаимодействия вмещающих выемочный штрек пород с крепью применительно к типичным условиям шахт Российского Донбасса при бесцеликовой охране выработок или с оставлением целиков ограниченных (до 10 м) размеров на основе анализа результатов шахтных наблюдений за смещениями контурных и глубинных реперов, раскрытием

трещин, параллельных напластованию и секущих плоскости напластования может быть описан по следующей схеме.

До влияния очистных работ в породах кровли выемочных выработок наблюдаются согласованный изгиб слоев и образование трещин расслоения (рис. 4.24). В зависимости от глубины, деформационных и прочностных характеристик пород, вида их подрывки, типа и качества возведения установленной крепи, времени включения ее в механическую работу, срока поддержания выработки глубина расслоения изменяется от 0,4 м (в выработках с нижней подрывкой, закрепленных качественно установленными анкерами в устойчивые породы кровли) до 2,0 м (в выработках с двусторонней подрывкой, закрепленных аркой с оставлением значительных пустот над верхняками рам), а величина суммарного раскрытия трещин расслоения двухметрового приконтурного слоя кровли – соответственно от 1 до 10 мм. Трещины распространяются приблизительно на одинаковые расстояния в обе стороны от вертикальной оси выработки. На удалении от стенок выработки до 0,6 м могут наблюдаться трещины отжима.

В 15-20 м впереди лавы в зоне опорного давления в породах непосредственной кровли пласта со стороны нижнего бока выемочной выработки на удалении от контура в 0,8-1,2 м образуется трещина 1 (рис. 4.25), секущая плоскости напластования под углом около 75° , поверхность которой ориентирована параллельно продольной оси выработки. Суммарное раскрытие трещин расслоения двухметрового приконтурного слоя кровли выработки $\Sigma\delta$ возрастает в два раза в сравнении с начальным значением $\Sigma\delta_0$.

В 5-10 м впереди лавы в непосредственной кровле пласта на удалении от контура в 1,7-2,0 м образуется трещина 2 (рис. 4.26), плоскость которой параллельна плоскости трещины 1. В момент образования трещины 2 раскрытие трещины 1 может быть различным (от 0,5 до 4,0 мм). Происходит дальнейшее увеличение величины раскрытия трещин расслоения ($\Sigma\delta = 2,5\Sigma\delta_0$) при росте на 20% глубины расслоения пород кровли. Наибольшие

смещения кровли наблюдаются посередине пролета выработки, наименьшие – у нижнего бока.

За лавой на расстоянии до 5 м образуется трещина 3 (рис. 4.27), плоскость которой также параллельна плоскости трещины 1. Трещины отжима 4 образуются на удалении от контура до 0,6 м. Затем происходит дальнейшее увеличение ширины раскрытия трещин расслоения ($\Sigma\delta = 4\Sigma\delta_0$) и рост глубины расслоения пород кровли. За лавой на расстоянии до 18-20 м наблюдаются значительное расслоение пород кровли $\Sigma\delta = 4,5\Sigma\delta^0$ (рис. 4.28). Имеет место появление новых трещин 5 в уже образовавшихся породных блоках.

Результаты обработки данных замеров трещиноватости пород в нижнем боку выработки в зоне влияния очистных работ при бесцеликовой охране являются основой прогноза состояния сопряжения выработки со второй лавой и устойчивости пород кровли в призабойном пространстве лавы с целью разработки мероприятий по предотвращению обрушения пород.

5 МЕТОДИЧЕСКАЯ БАЗА ОБОСНОВАНИЯ И РАЗРАБОТКИ ТЕХНИКО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ ТРЕЩИНОВАТЫХ ПОРОДНЫХ МАССИВОВ В ОКРЕСТНОСТЯХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

5.1 Методические основы построения фрактальной модели породного массива для исследования его устойчивости в окрестностях горных выработок

Выбор расчётной схемы породного массива породного массива представлен в п. 3.6. Там же приведена предложенная проф. Н.С. Булычевым расчетная зависимость для определения средних нагрузок на крепь стволов (3.30) и показано, что для отыскания поля напряжений в породном массиве, вмещающем горную выработку, достаточно решить плоскую задачу теории упругости о распределении напряжений в плоскости, ослабленной отверстием.

В задаче о плоской деформации [109] рассматривается частное решение уравнений теории упругости, в котором перемещения u, v предполагаются независимыми от координаты z , тогда как w не зависит от x, y , а его зависимость от z может быть только линейной:

$$u = u(x, y), \quad v = v(x, y), \quad w = ez + w_0. \quad (5.1)$$

Очевидным следствием этих предположений являются отсутствие напряжений τ_{zx}, τ_{yz}

$$\tau_{zx} = G \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) = 0, \quad \tau_{yz} = G \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) = 0 \quad (5.2)$$

и, конечно, независимость от z остающихся компонент $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_z$ тензора напряжений.

Плоская деформация реализуется в призматическом теле теоретически бесконечной длины, нагруженном поверхностными и объемными силами, перпендикулярными оси z , интенсивность которых не зависит от z . Тогда

все поперечные сечения тела находятся в одинаковых условиях, чем оправдывается задание перемещений в форме (5.1).

Уравнения статики плоской задачи в объеме записываются в виде

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \rho K_x = 0, \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \rho K_y = 0, \quad (5.3)$$

а на поверхности, иначе говоря, на контуре Γ поперечного сечения тела, в виде

$$\sigma_x n_x + \tau_{xy} n_y = F_x, \quad \sigma_y n_y + \tau_{xy} n_x = F_y. \quad (5.4)$$

Известно, что однородным уравнением статики можно удовлетворять, выражая напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ через одну бигармоническую функцию напряжений Эри

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 U}{\partial y^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2}. \quad (5.5)$$

Далее за независимые переменные, вместо декартовых координат, принимаются $z = x + iy$, $\bar{z} = x - iy$. Далее чертой над буквой обозначается переход к комплексно-сопряженной величине.

Рассматривая теперь $U(x, y)$ как функцию от z , \bar{z} , зависящую от этих переменных через посредство x , y , можно придти к выражениям векторов напряжений на площадках, перпендикулярных осям:

$$\sigma_x + i\tau_{xy} = 2 \left(\frac{\partial^2}{\partial z \partial \bar{z}} - \frac{\partial^2}{\partial \bar{z}^2} \right) U, \quad \tau_{xy} + i\sigma_y = 2i \left(\frac{\partial^2}{\partial z \partial \bar{z}} + \frac{\partial^2}{\partial \bar{z}^2} \right) U. \quad (5.6)$$

Их следствием, дающим более компактные выражения для вычисления напряжений, служат формулы Г.В. Колосова

$$\sigma_x + \sigma_y = \nabla^2 U = 4 \frac{\partial^2 U}{\partial z \partial \bar{z}}, \quad \sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} = 4 \frac{\partial^2 U}{\partial \bar{z}^2}. \quad (5.7)$$

Введем обозначение

$$\nabla^2 U + it = 4\phi'(z), \quad (5.8)$$

где t – сопряженная с $\nabla^2 U$ гармоническая функция.

Воспользуемся формулой Гурса, которая дает представление бигармонической функции через две функции комплексного переменного. Исходными служат соотношения (5.7), (5.8), из которых получаем

$$\frac{1}{2} \nabla^2 U = 2 \frac{\partial^2 U}{\partial z \partial \bar{z}} = \varphi'(z) + \bar{\varphi}'(\bar{z}), \quad (5.9)$$

и интегрирование по z , вводящее аддитивно входящую функцию от \bar{z} , обозначаемую $\bar{\chi}'(\bar{z})$, дает

$$2 \frac{\partial U}{\partial \bar{z}} = \varphi(z) + z \bar{\varphi}'(\bar{z}) + \bar{\chi}'(\bar{z}). \quad (5.10)$$

Еще одно интегрирование приводит к искомому представлению

$$2U = \bar{z} \varphi(z) + z \bar{\varphi}(\bar{z}) + \bar{\chi}(\bar{z}) + \chi(z). \quad (5.11)$$

Внесенная справа при этом интегрировании по \bar{z} функция равна $\chi(z)$, так как U – вещественная функция.

Формулы компонент тензора напряжений легко выразить теперь через функции $\varphi(z), \chi(z)$. При этом используются упрощающие записи обозначения

$$\varphi'(z) = \Phi(z), \quad \chi'(z) = \psi(z), \quad \psi'(z) = \Psi(z). \quad (5.12)$$

Приходим к основным соотношениям для напряжений

$$\begin{cases} \sigma_x + \sigma_y = 4 \operatorname{Re} \Phi(z), \\ \sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} = 2(\bar{z}\Phi'(z) + \Psi(z)). \end{cases} \quad (5.13)$$

Представления в полярных координатах имеют вид

$$\begin{cases} \sigma_r + \sigma_\theta = 4 \operatorname{Re} \Phi(z), \\ \sigma_\theta - \sigma_r + 2i\tau_{r\theta} = 2\left(z\Phi'(z) + \frac{z}{\bar{z}}\Psi(z)\right). \end{cases} \quad (5.14)$$

Функция $\chi(z)$ входит лишь в выражение момента и ее знание чаще всего излишне. Поэтому часто оказывается ненужным и нахождение функции напряжений; напряженное состояние в плоской задаче целиком определяется двумя функциями комплексного переменного $\varphi(z), \psi(z)$ и их производными. Систематическое применение этих функций к решению краевых задач плоской теории упругости принадлежит Н.И. Мусхелишвили.

Конформное преобразование внешности единичного круга (область $|\xi| > 1$) на область L – бесконечную плоскость, ограниченную изнутри замкнутым гладким контуром Γ , задается функцией

$$z = \omega(\xi) = c_0 \xi + \frac{c_1}{\xi} + \frac{c_2}{\xi^2} + \dots, \quad (5.15)$$

причем бесконечно удаленная точка плоскости ξ отображается в бесконечно удаленную точку на плоскости z . Предполагается выполненным условие

$$\omega'(\xi) \neq 0, \quad |\xi| \geq 1, \quad (5.16)$$

гарантирующее однозначную разрешимость уравнения (5.15) относительно ξ ; c_0 можно считать вещественным.

Функции $\Phi(z), \Psi(z)$ однозначны в L , их выражения имеют вид

$$\begin{cases} \Phi(z) = \frac{1}{4}(\sigma_1^\infty + \sigma_2^\infty) + \frac{i\mu\varepsilon^\infty}{2(1-\nu)} - \frac{X+iY}{8\pi(1-\nu)} \frac{1}{z} + \Phi_{**}(z), \\ \Psi(z) = \frac{1}{2}(\sigma_2^\infty - \sigma_1^\infty)e^{-2i\alpha} + (3-4\nu) \frac{X+iY}{8\pi(1-\nu)} \frac{1}{z} + \Psi_{**}(z). \end{cases} \quad (5.17)$$

где $X+iY$ – главный вектор поверхностных сил $F_x + iF_y$;

$\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$ – главные напряжения на бесконечном удалении от отверстия;

α – угол первого главного направления с осью Ox ;

ε^∞ – поворот на бесконечности.

Функции $\Phi_{**}(z), \Psi_{**}(z)$ голоморфны в L (плоскости вне отверстия), а их разложения в ряды по степеням z^{-1} начинаются со слагаемого z^{-2} .

Далее вводятся обозначения

$$\begin{aligned} \Phi_{**}(z) &= \Phi_*(\xi) = \frac{\varphi'(\xi)}{\omega'(\xi)} + \frac{X+iY}{8\pi(1-\nu)} \frac{1}{c_0 \omega(\xi) \xi} \left(\frac{c_1}{\xi} + \frac{c_2}{\xi^2} + \dots \right), \\ \Psi_{**}(z) &= \Psi_*(\xi) = \frac{\psi'(\xi)}{\omega'(\xi)} - (3-4\nu) \frac{X+iY}{8\pi(1-\nu)} \frac{1}{c_0 \omega(\xi) \xi} \left(\frac{c_1}{\xi} + \frac{c_2}{\xi^2} + \dots \right). \end{aligned} \quad (5.18)$$

Краевое условие на контуре Γ в предположении, что заданные напряжения на бесконечности ограничены, записывается в виде

$$\begin{aligned}
& \omega'(\sigma)\Phi_*(\sigma) + \omega'(\sigma)\overline{\Phi}_*\left(\frac{1}{\sigma}\right) - \frac{\omega(\sigma)}{\sigma^2}\overline{\Phi}'_*\left(\frac{1}{\sigma}\right) - \frac{\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right)}{\sigma^2}\overline{\Psi}_*\left(\frac{1}{\sigma}\right) = \\
& = -\bar{f}(\theta)\omega'(\sigma) + \frac{X+iY}{8\pi(1-\nu)c_0\sigma}\left(\omega'(\sigma) + (3-4\nu)\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right)\right) + \\
& + \frac{X+iY}{8\pi(1-\nu)}\left(\frac{\omega'(\sigma)\sigma}{c_0} - \frac{\omega(\sigma)}{c_0}\right) - \frac{1}{2}\left((\sigma_1^\infty + \sigma_2^\infty)\omega'(\sigma) - (\sigma_2^\infty - \sigma_1^\infty)e^{2i\alpha}\frac{\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right)}{\sigma^2}\right) = -F(\theta),
\end{aligned} \tag{5.19}$$

и сопряженное условие будет

$$\begin{aligned}
& \overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right)\overline{\Phi}_*\left(\frac{1}{\sigma}\right) + \overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right)\Phi_*(\sigma) - \sigma^2\overline{\omega}\left(\frac{1}{\sigma}\right)\Phi'_*(\sigma) - \sigma^2\omega'(\sigma)\Psi_*(\sigma) = \\
& = -\bar{f}(\theta)\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right) + \frac{X-iY}{8\pi(1-\nu)c_0}\sigma\left(\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right) + (3-4\nu)\omega'(\sigma)\right) + \\
& + \frac{X+iY}{8\pi(1-\nu)}\left(\frac{\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right)}{\sigma c_0} - \frac{\overline{\omega}\left(\frac{1}{\sigma}\right)}{c_0}\right) - \frac{1}{2}\left((\sigma_1^\infty + \sigma_2^\infty)\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right) - (\sigma_2^\infty - \sigma_1^\infty)e^{2i\alpha}\sigma^2\omega'(\sigma)\right) = -F(\theta).
\end{aligned} \tag{5.20}$$

где $-\bar{f}(\theta) = -(F_n + iF_t) = (F_x + iF_y)\bar{n}$ – вектор поверхностных сил на площадке с нормалью n к Γ , направленной внутрь среды.

Зная характер разложения искомых функций

$$\begin{aligned}
\Phi_*(\xi) &= \frac{a_2}{\xi^2} + \frac{a_3}{\xi^3} + \dots + \frac{a_n}{\xi^n} + \dots, \\
\Psi_*(\xi) &= \frac{a'_2}{\xi^2} + \frac{a'_3}{\xi^3} + \dots + \frac{a'_n}{\xi^n} + \dots,
\end{aligned} \tag{5.21}$$

легко выяснить поведение в области $|\xi| > 1$ функций

$$\omega'(\xi)\overline{\Phi}_*\left(\frac{1}{\xi}\right) - \frac{\omega(\xi)}{\xi^2}\overline{\Phi}'_*\left(\frac{1}{\xi}\right) = \frac{d}{d\xi}\omega(\xi)\overline{\Phi}_*\left(\frac{1}{\xi}\right); \quad \frac{1}{\xi^2}\overline{\omega}'\left(\frac{1}{\xi}\right)\overline{\Psi}_*\left(\frac{1}{\xi}\right),$$

входящих через их крайевые значения в условие (5.18). Имеем

$$\begin{aligned}
\omega(\xi)\overline{\Phi}_*\left(\frac{1}{\xi}\right) &= \left(c_0\xi + \frac{c_1}{\xi} + \frac{c_2}{\xi^2} + \dots + \frac{c_n}{\xi^n}\right)(\bar{a}_2\xi^2 + \bar{a}_3\xi^3 + \dots + \bar{a}_n\xi^n + \dots) = \\
& = c_3\bar{a}_2\frac{1}{\xi} + c_4\left(\frac{\bar{a}_2}{\xi^2} + \frac{\bar{a}_3}{\xi}\right) + \dots + c_n\left(\frac{\bar{a}_2}{\xi^{n-2}} + \frac{\bar{a}_3}{\xi^{n-3}} + \dots + \frac{\bar{a}_{n-1}}{\xi}\right) + Z(\xi),
\end{aligned} \tag{5.22}$$

причем $Z(\xi)$ – голоморфная в круге $|\xi| < 1$ функция (ее разложение в ряд содержит только неотрицательные степени ξ).

Итак,

$$\frac{d}{d\xi} \omega(\xi) \bar{\Phi}_* \left(\frac{1}{\xi} \right) = p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right) + Z'(\xi), \quad (5.23)$$

где $p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right)$ – полином $(n-1)$ -й степени по ξ^{-1} , зависящий линейно от неизвестных коэффициентов a_2, \dots, a_{n-1} :

$$p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right) = - \left[c_3 \bar{a}_2 \frac{1}{\xi^2} + c_4 \left(\frac{2\bar{a}_2}{\xi^3} + \frac{\bar{a}_3}{\xi^2} \right) + \dots + c_n \left((n-2) \frac{\bar{a}_2}{\xi^{n-1}} + \dots + \frac{\bar{a}_{n-1}}{\xi^2} \right) \right]. \quad (5.24)$$

Разложение в степенной ряд функции $\frac{1}{\xi^2} \bar{\omega}' \left(\frac{1}{\xi} \right) \bar{\Psi}_* \left(\frac{1}{\xi} \right)$ содержит только неотрицательные, а $\omega'(\xi) \Phi_*(\xi)$ – только отрицательные степени ξ .

Функция, соответствующая слагаемым левой части сопряженного краевого условия, представляется в виде

$$\frac{d}{d \left(\frac{1}{\xi} \right)} \bar{\omega} \left(\frac{1}{\xi} \right) \Phi_*(\xi) = \bar{\omega}' \left(\frac{1}{\xi} \right) \Phi_*(\xi) - \xi^2 \bar{\omega} \left(\frac{1}{\xi} \right) \Phi_*'(\xi) = \bar{p}_{n-1}(\xi) + \bar{Z}' \left(\frac{1}{\xi} \right), \quad (5.25)$$

тогда как функции

$$\bar{\omega}' \left(\frac{1}{\xi} \right) \bar{\Phi}_* \left(\frac{1}{\xi} \right), \quad \xi^2 \omega'(\xi) \Psi_*(\xi)$$

представимы: первая – рядом, содержащим только положительные степени, а вторая – по отрицательным степеням с главной частью $c_0 a_2'$ на бесконечности.

Сославшись теперь на правила вычисления интегралов типа Коши, имеем при $|\xi| > 1$:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \omega'(\sigma) \Phi_*(\sigma) \frac{d\sigma}{\sigma - \xi} &= \omega'(\xi) \Phi_*(\xi), \\ \frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \left[p_{n-1} \left(\frac{1}{\sigma} \right) + Z'(\sigma) \right] \frac{d\sigma}{\sigma - \xi} &= p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right), \\ \frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \bar{\omega}' \left(\frac{1}{\sigma} \right) \frac{\bar{\Psi}_* \left(\frac{1}{\sigma} \right)}{\sigma^2} \frac{d\sigma}{\sigma - \xi} &= 0, \end{aligned} \quad (5.26)$$

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \bar{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right) \frac{\bar{\Phi}_*\left(\frac{1}{\sigma}\right)}{\sigma^2} \frac{d\sigma}{\sigma - \xi} = 0,$$

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \sigma^2 \omega'(\sigma) \Psi_*(\sigma) \frac{d\sigma}{\sigma - \xi} = \xi^2 \omega'(\xi) \Psi_*(\xi) - c_0 a'_2,$$

$$\frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \left[\bar{p}_{n-1}(\sigma) + \bar{Z}'\left(\frac{1}{\sigma}\right) \right] \frac{d\sigma}{\sigma - \xi} = \bar{Z}'\left(\frac{1}{\xi}\right) - \bar{Z}'_0 = \bar{\omega}'\left(\frac{1}{\xi}\right) \Phi_*(\xi) - \xi^2 \bar{\omega}'\left(\frac{1}{\xi}\right) \Phi'_*(\xi) - \bar{p}_{n-1}(\xi) - \bar{Z}'_0,$$

причем \bar{Z}'_0 – главную часть функции $\bar{Z}'\left(\frac{1}{\xi}\right)$ при $\xi \rightarrow \infty$ легко выразить, возвращаясь к (5.21):

$$Z'_0 = c_1 \bar{a}_2 + c_2 \bar{a}_3 + \dots + c_n \bar{a}_{n+1}, \quad \bar{Z}'_0 = \bar{c}_1 a_2 + \bar{c}_2 a_3 + \dots + \bar{c}_n a_{n+1}. \quad (5.27)$$

Объединив эти результаты, можно придти к соотношениям:

$$\begin{cases} \omega'(\xi) \Phi_*(\xi) + p_{n-1}\left(\frac{1}{\xi}\right) = -\frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \frac{F(\theta)}{\sigma - \xi} d\sigma, \\ \bar{\omega}'\left(\frac{1}{\xi}\right) \Phi_*(\xi) - \xi^2 \bar{\omega}'\left(\frac{1}{\xi}\right) \Phi'_*(\xi) - \bar{p}_{n-1}(\xi) - \bar{Z}'_0 - \xi^2 \omega'(\xi) \Psi_*(\xi) + c_0 a'_2 = -\frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \frac{\bar{F}(\theta)}{\sigma - \xi} d\sigma. \end{cases} \quad (5.28)$$

При существующих формах поперечного сечения горных выработок и тоннелей различного назначения с достаточной для практических расчетов точностью может быть использована отображающая функция вида [99]

$$z = \omega(\xi) = c_0 \xi + \frac{c_1}{\xi} + \frac{c_2}{\xi^2} + \frac{c_3}{\xi^3} + \frac{c_4}{\xi^4}, \quad (5.29)$$

где c_i – вещественные постоянные.

Далее предполагается, что по краю отверстия действует постоянное нормальное давление p , а напряженное состояние на бесконечности находится в условиях неравнокомпонентного сжатия: $\sigma_1^\infty = \gamma H$, $\sigma_2^\infty = \lambda \sigma_1^\infty$. В случае незакрепленной выработки $p = 0$. Отсутствие сосредоточенной силы в начале координат дает $X + iY = 0$ и по (19)

$$F(\theta) = \left[p + \frac{1}{2} (\sigma_1^\infty + \sigma_2^\infty) \right] \omega'(\sigma) - \frac{1}{2} (\sigma_2^\infty - \sigma_1^\infty) \frac{\bar{\omega}'\left(\frac{1}{\sigma}\right)}{\sigma^2} e^{2i\alpha} \quad (5.30)$$

так что

$$-\frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \frac{F(\theta)}{\sigma - \xi} d\sigma = \sigma^{[p]} \left(\frac{c_1}{\xi^2} + \frac{2c_2}{\xi^3} + \frac{3c_3}{\xi^4} + \frac{4c_4}{\xi^5} \right) + \sigma^{[\alpha]} \frac{1}{\xi^2}, \quad (5.31)$$

$$-\frac{1}{2\pi i} \oint_{\gamma} \frac{\bar{F}(\theta)}{\sigma - \xi} d\sigma = -\sigma^{[\alpha]} \left(\frac{2c_2}{\xi} + \frac{3c_3}{\xi^2} + \frac{4c_4}{\xi^3} \right), \quad (5.32)$$

где

$$\sigma^{[p]} = p + \frac{1}{2}(\sigma_1^\infty + \sigma_2^\infty), \quad \sigma^{[\alpha]} = \frac{1}{2}(\sigma_2^\infty - \sigma_1^\infty)e^{2i\alpha}. \quad (5.33)$$

Повторив вычисление, представленное в общем виде формулой (5.22), имеем

$$p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right) = -c_3 \frac{\bar{a}_2}{\xi^2} - c_4 \left(\frac{2\bar{a}_2}{\xi^3} + \frac{\bar{a}_3}{\xi^2} \right), \quad \bar{Z}'_0 = c_1 a_2 + c_2 a_3 + c_3 a_4 + c_4 a_5 \quad (5.34)$$

и по (5.28) получим

$$\left\{ \begin{array}{l} R \left(1 - \frac{3m}{\xi^4} \right) \Phi_*(\xi) - Rm\bar{a}_2 \frac{1}{\xi^2} = \sigma^{[p]} \left(\frac{c_1}{\xi^2} + \frac{2c_2}{\xi^3} + \frac{3c_3}{\xi^4} + \frac{4c_4}{\xi^5} \right) + \sigma^{[\alpha]} \frac{1}{\xi^2}, \\ R(1 - 3m\xi^4) \Phi_*(\xi) - \xi^2 R \left(\frac{1}{\xi} + m\xi^3 \right) \Phi'_*(\xi) + c_3 \frac{\bar{a}_2}{\xi^2} + c_4 \left(\frac{2\bar{a}_2}{\xi^3} + \frac{\bar{a}_3}{\xi^2} \right) - \\ - (c_1 a_2 + c_2 a_3 + c_3 a_4 + c_4 a_5) - \xi^2 R \left(1 - \frac{3m}{\xi^4} \right) \Psi_*(\xi) + Ra'_2 = -\sigma^{[\alpha]} \left(\frac{2c_2}{\xi} + \frac{3c_3}{\xi^2} + \frac{4c_4}{\xi^3} \right). \end{array} \right. \quad (5.35)$$

Сравнение коэффициентов при ξ^{-2} , ξ^{-3} в первом уравнении (5.35) определяет коэффициенты a_2 , a_3 :

$$a_2 = \frac{s_1(s_0 + c_3)\sigma^{[p]} + s_0\sigma^{[\alpha]} + c_3\sigma^{[-\alpha]}}{s_0^2 - c_3^2}, \quad a_3 = \frac{2}{c_0} (c_4\bar{a}_2 + c_2\sigma^{[p]}), \quad (5.36)$$

где

$$s_0 = c_0 - 2\frac{c_4^2}{c_0}, \quad s_1 = c_1 + 2\frac{c_2 c_4}{c_0}, \quad \sigma^{[-\alpha]} = \bar{\sigma}^{[\alpha]}. \quad (5.37)$$

Этим определяется полином $p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right)$ и, далее, функция $\Phi_*(\xi)$:

$$\Phi_*(\xi) = \frac{n(\xi)}{m(\xi)} \sigma^{[p]} + \frac{\xi^3}{m(\xi)} \sigma^{[\alpha]} - \frac{\xi^5}{m(\xi)} p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right), \quad (5.38)$$

где

$$\begin{aligned} n(\xi) &= c_1 \xi^3 + 2c_2 \xi^2 + 3c_3 \xi + 4c_4, \\ m(\xi) &= c_0 \xi^5 - c_1 \xi^3 - 2c_2 \xi^2 - 3c_3 \xi - 4c_4. \end{aligned} \quad (5.39)$$

Остается найти входящие во второе уравнение (5.35) постоянные a_2, a_3, a_4, a_5, a'_2 ; это достигается сравнением свободных членов в одном из краевых условий (5.19), (5.20); имеем

$$a'_2 - (c_1 a_2 + c_2 a_3 + c_3 a_4 + c_4 a_5) = c_0 \sigma^{[p]} + c_1 \sigma^{[\alpha]}. \quad (5.40)$$

Этим вполне определяется функция $\Psi_*(\xi)$:

$$\begin{aligned} \Psi_*(\xi) &= \frac{\xi^3}{m(\xi)} \left[(c_0 - c_1 \xi^2 - c_2 \xi^3 - c_3 \xi^4 - c_4 \xi^5) \Phi_*(\xi) - p_{n-1} \left(\frac{1}{\xi} \right) + c_0 \sigma^{[p]} - \right. \\ &\quad \left. - (c_0 \xi + c_1 \xi^3 + c_2 \xi^4 + c_3 \xi^5 + c_4 \xi^6) \Phi'_*(\xi) + \left(c_1 + \frac{2c_2}{\xi} + \frac{3c_3}{\xi^2} + \frac{4c_4}{\xi^3} \right) \sigma^{[\alpha]} \right]. \end{aligned} \quad (5.41)$$

Вычисление напряжений требует теперь лишь проведения громоздких алгебраических выкладок. Результаты вычислений приведены в работе [121].

Для определения поля деформаций необходимо выписать уравнения, отражающие физические особенности развития деформаций в массиве и определяющие конфигурацию геомеханической модели.

В этой связи рассмотрим модель линейно-деформируемого неоднородного трансверсально-изотропного породного массива. Физические уравнения, описывающие закон распространения деформаций в таком массиве учитывают геометрическую анизотропию (слоистость горных пород), искусственную неоднородность (область технологического воздействия при производстве работ по сооружению различных выработок) и физическую анизотропию (естественная трещиноватость горных пород).

Проанализируем влияние каждого фактора в отдельности.

Для моделирования слоистых сред наиболее подходящей является транстропная среда [110], характеризующаяся постоянством свойств деформационных характеристик в различных направлениях в плоскости изотропии. Обобщенный закон Гука для такой среды в цилиндрических координатах записывается в виде [111]

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \left[\frac{1}{E} \cos^2 \beta - \frac{\nu'}{E'} \sin^2 \beta \right] \sigma_r + \left[\frac{1}{E} \sin^2 \beta - \frac{\nu'}{E'} \cos^2 \beta \right] \sigma_\theta + \left(\frac{1}{E} + \frac{\nu'}{E'} \right) \sin 2\beta \tau_{r\theta} - \frac{\nu}{E} \sigma_z, \\ \varepsilon_\theta = \left[\frac{1}{E'} \sin^2 \beta - \frac{\nu'}{E'} \cos^2 \beta \right] \sigma_r + \left[\frac{1}{E'} \cos^2 \beta - \frac{\nu'}{E'} \sin^2 \beta \right] \sigma_\theta - \left(\frac{1}{E'} + \frac{\nu'}{E'} \right) \sin 2\beta \tau_{r\theta} - \frac{\nu'}{E'} \sigma_z, \\ \varepsilon_z = - \left[\frac{\nu}{E} \cos^2 \beta + \frac{\nu'}{E'} \sin^2 \beta \right] \sigma_r - \left[\frac{\nu}{E} \sin^2 \beta + \frac{\nu'}{E'} \cos^2 \beta \right] \sigma_\theta - \left(\frac{\nu}{E} - \frac{\nu'}{E'} \right) \sin 2\beta \tau_{r\theta} + \frac{1}{E} \sigma_z, \\ \tau_{r\theta} = - \frac{1}{2G'} \sin 2\beta \sigma_r + \frac{1}{2G'} \sin 2\beta \sigma_\theta + \frac{1}{G'} \cos 2\beta \tau_{r\theta}, \end{cases} \quad (5.42)$$

где E – модуль деформации в плоскости изотропии;

E' – модуль деформации в направлении, ортогональном плоскости изотропии;

ν – коэффициент Пуассона, характеризующий сокращение в плоскости изотропии при растяжении в этой же плоскости;

ν' – коэффициент Пуассона, характеризующий сокращение в плоскости изотропии, при растяжении в направлении, ортогональном к этой плоскости;

G' – модуль сдвига, характеризующий искажение углов между направлениями в плоскости изотропии и направлением, перпендикулярным к ней;

β – угол между осью x и плоскостью изотропии.

Полагая $\varepsilon_z = 0$, выразим σ_z через остальные компоненты тензора напряжений:

$$\sigma_z = \left[\nu \cos^2 \beta + E \frac{\nu'}{E'} \sin^2 \beta \right] \sigma_r + \left[\nu \sin^2 \beta + E \frac{\nu'}{E'} \cos^2 \beta \right] \sigma_\theta + \left(\nu - E \frac{\nu'}{E'} \right) \sin 2\beta \tau_{r\theta}. \quad (5.43)$$

Распределение прочностных и деформационных характеристик в пределах области технологического воздействия описывается степенной зависимостью вида [98]:

$$A(r) = A_H (1 - ar^{-n}), \quad (5.44)$$

где A_H – значение соответствующей механической характеристики вне области технологического воздействия;

a, n – параметры аппроксимации кривой распределения.

Для приближенной оценки параметров a и n можно воспользоваться следующими зависимостями:

$$a = 0,98^n; \quad (5.45)$$

$$n = \frac{1}{\lg\left(1 + \frac{M}{R_B B^m}\right)}, \quad (5.46)$$

где R_B – радиус выработки в проходке.

При некруговом очертании выработки следует определить эквивалентный радиус по формуле

$$R_B = \sqrt{\frac{F}{\pi}}; \quad (5.47)$$

где F – площадь поперечного сечения выработки;

B – расстояние между оконтуривающими шпурами;

M, m – коэффициенты, принимаемые по табл. 1 в зависимости от прочности пород на одноосное сжатие.

Таблица 5.1

Коэффициенты для учёта технологического воздействия на породный массив

$\sigma_{сж}$, МПа	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

На данный момент нормативные рекомендации по учету влияния трещиноватости массива на деформационные характеристики, и в частности на величину модуля деформации E , при проектировании горных выработок отсутствуют [98]. Для ориентировочных расчетов можно воспользоваться решением, предложенным К.В. Руппенейтом:

$$\left\{ \begin{aligned} E_1^* &= \frac{E^*}{1 + \sum_{i=1}^n \eta_i (1 - \sin^4 \theta_i)}; \\ E_2^* &= \frac{E^*}{1 + \sum_{i=1}^n \eta_i (1 - \cos^4 \theta_i)} \end{aligned} \right. \quad (5.48)$$

$$\eta_i = \frac{\delta_i}{n\beta_i},$$

где E_1^* – модуль деформации трещиноватого массива в направлении действия нагрузки;

E_2^* – модуль деформации в направлении, перпендикулярном действию нагрузки;

E^* – модуль деформации в ненарушенном массиве;

n – число систем трещин;

δ_i – ширина раскрытия i -й системы трещин;

η_1 – толщина слоя пород, приходящаяся на одну трещину (среднее расстояния между двумя соседними трещинами i -й системы);

β_i – относительная площадь скальных контактов в данной трещине (по рекомендации К.В. Руппенейта величину β можно принимать равной $3 \cdot 10^4$);

θ_i – угол между направлениями i -й системы трещин и осью x .

Значение коэффициента Пуассона может быть определено из выражения:

$$v_{1,2}^* = v^* + \sum_{i=1}^n \eta_i \sin^2 \theta_i \cos^2 \theta_i, \quad (5.49)$$

где v^* – коэффициент Пуассона в ненарушенном массиве.

В условиях хаотической трещиноватости (число систем трещин более четырёх) модуль деформации определяется следующим образом:

$$E_{1,2}^* = \frac{E^*}{1 + \frac{5}{8}n\eta}. \quad (5.50)$$

Проанализируем результаты расчета полей напряжений и деформаций в анизотропном породном массиве в окрестности горных выработок различных поперечных сечений. Параметры напряженного состояния при расчетах принимались равными:

$$p = 0,5, \sigma_1^\infty = 1, \sigma_2^\infty = \lambda, \quad (5.51)$$

Варьируя коэффициенты c_i в представлении отображающей функции (5.29) получаем различные виды поперечных сечений выработки. Так, например, для квадратного сечения $c_0 = 1, c_1 = 0, c_2 = 0, c_3 = 0,12, c_4 = 0$; для

сводчатого $c_0 = 1,7$, $c_1 = 0,2$, $c_2 = 0,12$, $c_3 = -0,15$, $c_4 = 0,06$; для арочного $c_0 = 1$, $c_1 = -0,5$, $c_2 = 0,15$, $c_3 = 0$, $c_4 = 0$.

На рис. 5.1-5.3 представлены графики распределения нормальных и тангенциальных напряжений на контуре выработок различного поперечного сечения в зависимости от коэффициента бокового распора.

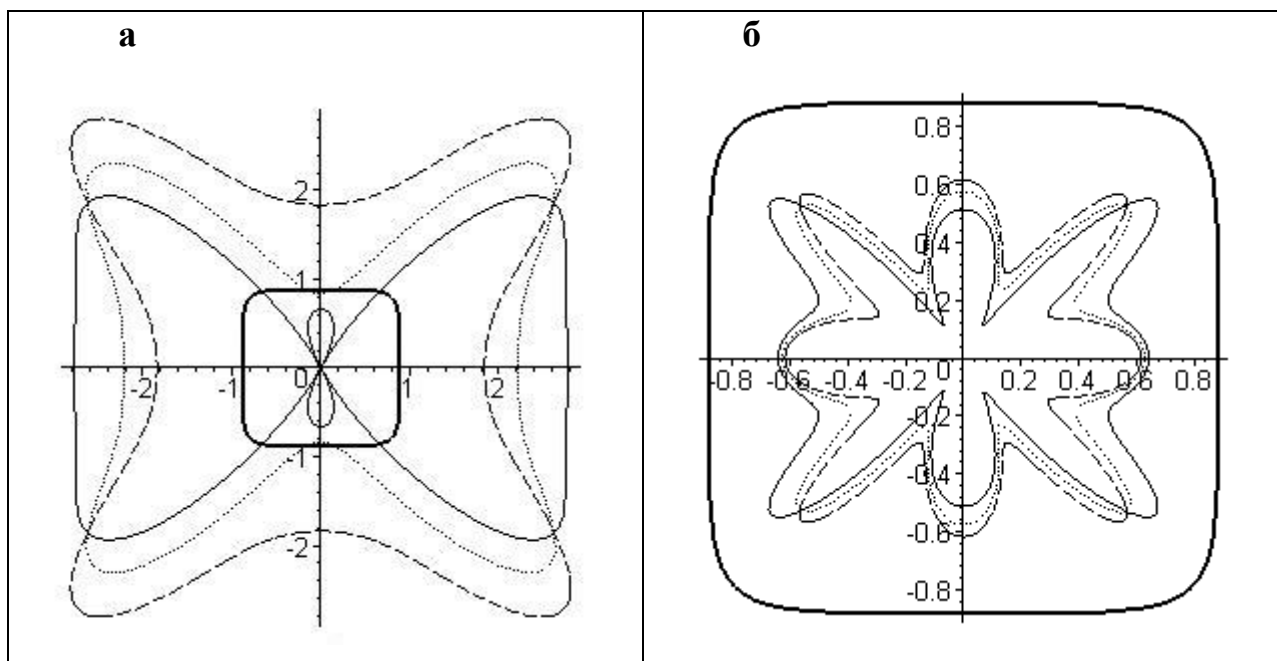


Рис. 5.1. Напряжения на контуре выработки квадратного сечения:
а – тангенциальные, б – нормальные при $\lambda = 0,0$ (сплошная линия); $\lambda = 0,6$ (точечная линия); $\lambda = 1,0$ (пунктирная линия)

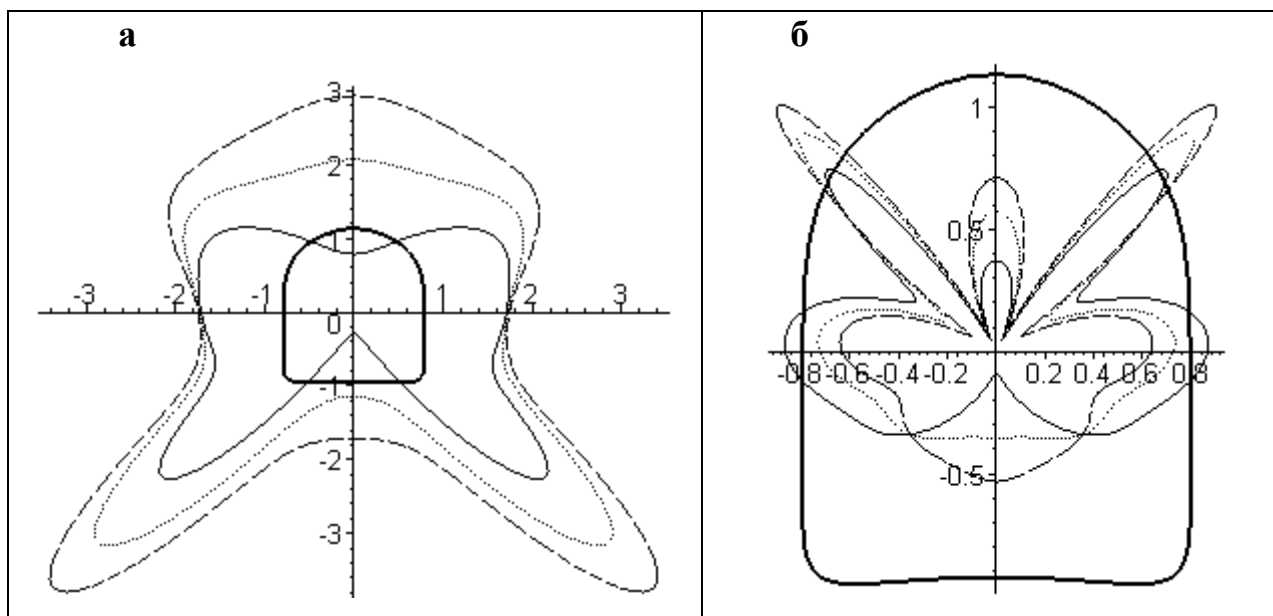


Рис. 5.2. Напряжения на контуре выработки сводчатого сечения:
 а – тангенциальные, б – нормальные при $\lambda = 0,0$ (сплошная линия); $\lambda = 0,6$ (точечная линия); $\lambda = 1,0$ (пунктирная линия)

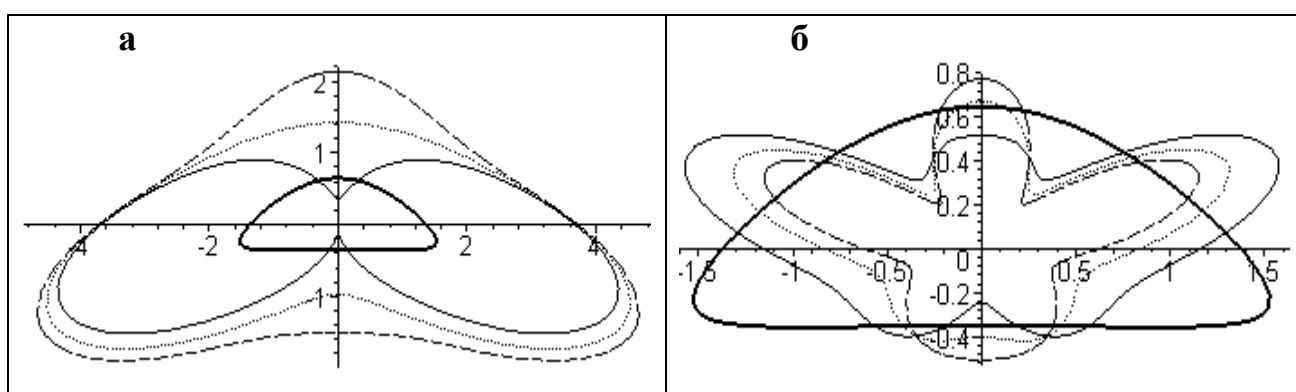


Рис. 5.3. Напряжения на контуре выработки арочного сечения:
 а – тангенциальные, б – нормальные при $\lambda = 0,0$ (сплошная линия); $\lambda = 0,6$ (точечная линия); $\lambda = 1,0$ (пунктирная линия)

Поле деформаций рассчитывалось для транстропного массива, содержащего одну систему трещин и вмещающего выработку, пройденную буровзрывным способом. Упругие постоянные среды принимались равными:

$$E = 2 \cdot 10^{-4}, E_1 = \frac{2}{3} E, \nu = 0,3, \nu_1 = 0,2, G = \frac{E}{2(1+\nu)}, G_1 = \frac{1}{4} E, \beta = \frac{\pi}{12} = 15^\circ.$$

Параметры искусственной неоднородности в формуле (5.44) считались равными:

$$a = 0,85, n = 6.$$

Параметры трещиноватости в формулах (5.48), (5.49) принимались равными:

$$n = 1, \eta_1 = 0,1, \theta_1 = \beta$$

На рис. 5.4 представлены графики распределения поля деформаций на контуре выработок различного поперечного сечения.

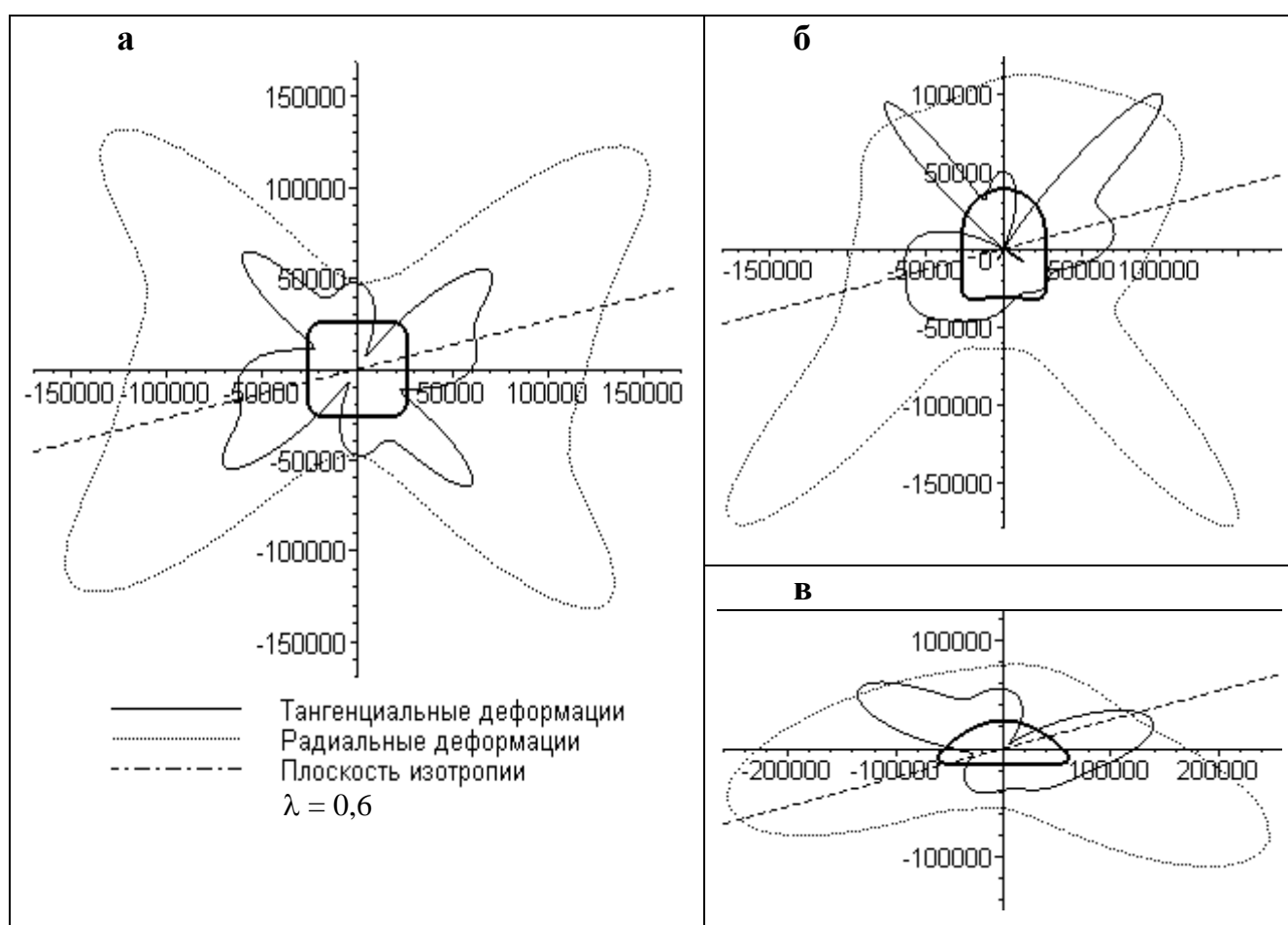


Рис. 5.4. Поле деформаций на контуре выработки:

а – квадратного, б – сводчатого, в – арочного сечения

Для построения условной зоны неупругих деформаций рассчитывалось неравенство, отражающее невыполнение условия Кулона-Мора:

$$(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{r\theta}^2 \leq (\sigma_r + \sigma_\theta + 2Kctg\varphi)^2 \sin^2 \varphi.$$

В качестве поверхностей ослабления принимались контакты слоев. При численных расчетах коэффициент сцепления и угол внутреннего трения принимались равными:

$$K = 0,1, \varphi = \beta = \frac{\pi}{12}.$$

На рис. 5.5-5.6 представлены условные зоны неупругих деформаций выработок различного поперечного сечения.

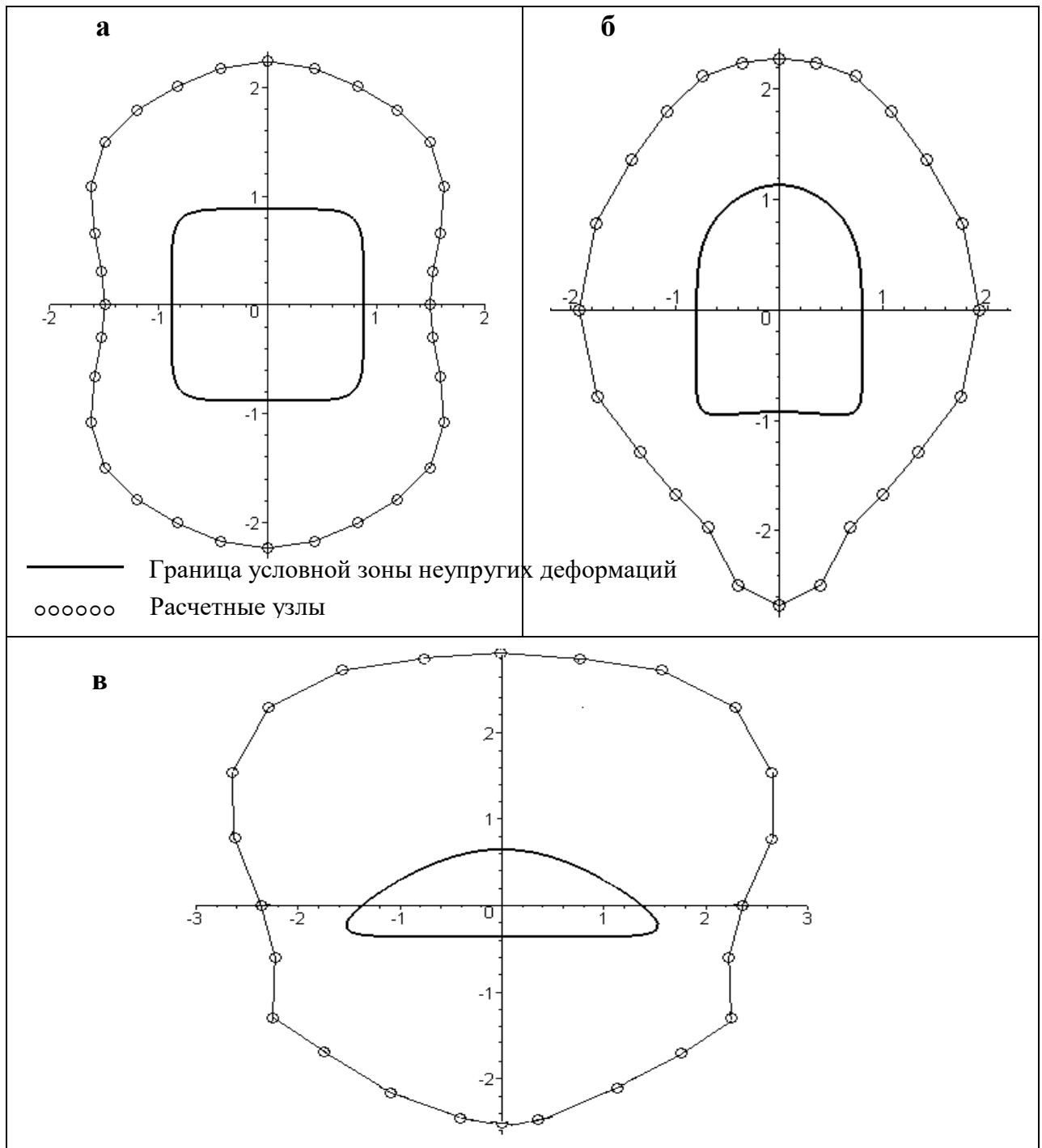


Рис. 5.5. Условная зона неупругих деформаций при $\lambda = 0,6$ вокруг выработки:
 а – квадратного, б – сводчатого, в – арочного поперечного сечения
 Учет трещиноватости на мезоуровне сводится к следующему.

Поверхность трещины, образующейся после отрыва, весьма неровна и иррегулярна. Мандельброт и другие авторы [78] установили, что структура поверхности трещин корректно моделируется фрактальными поверхностями. Истинные площади поверхностей трещин больше, чем данные, получаемые с помощью макроскопических измерений. Существуют две формы межкристаллитного хрупкого разрушения. Их фрактальные размеры можно вычислить с помощью формального определения [79]:

$$D = \frac{\log N}{\log \frac{1}{r}}, \quad (5.51)$$

$$\text{а) } N = 2, r = \frac{1}{1.732}, D = 1,26; \quad (5.52)$$

$$\text{б) } N = 4, r = \frac{1}{3}, D = 1,26. \quad (5.53)$$

Нетрудно видеть, что в случае а) образование трещин требует меньших затрат энергии, чем в случае б) и поэтому предпочтительнее. С учетом (5.53) критическая скорость разрушения записывается в виде

$$G_c = 2\gamma_s d^{-0.26}. \quad (5.54)$$

Таким образом, фрактальное моделирование позволяет определить поправку к величине поверхностной энергии, возникающую вследствие иррегулярности берегов трещины.

В предположении, что при образовании поверхностей раздела в материале высвобождаемая энергия упругой деформации в значительной степени затрачивается на пластическое течение у вершины трещины зависимость между разрушающим напряжением и длиной трещины можно представить в виде [112]

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{E(2\gamma_s + \gamma_p)}{\pi l(1 - \nu^2)}}, \quad (5.55)$$

где $2\gamma_s$ – истинная поверхностная энергия;

γ_p – энергия, затраченная на пластическую деформацию в локальной зоне у вершины трещины в момент неустойчивости разрушения.

Ирвин показал, что поля деформаций и напряжений на фронте трещины можно описать с помощью коэффициента интенсивности напряжений K . При наличии трещины напряжения у края трещины сильно локализованы и быстро затухают, так что если зона пластической деформации у края трещины по сравнению с длиной трещины и размером образца мала, то при математической трактовке процесса размером этой зоны можно пренебречь и рассматривать поведение тела, как и в упругой постановке задачи. Под K понимается величина, пропорциональная интенсивности упругого напряжения в соответствующей точке вблизи вершины трещины.

Так, например, для трещины нормального отрыва поле напряжений на фронте трещины через коэффициент интенсивности напряжения выражается в виде

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right)\right], \\ \sigma_y &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 + \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right)\right], \\ \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{3\theta}{2}\right).\end{aligned}\tag{5.56}$$

Когда напряжения и деформации на фронте трещины достигают критических значений, возникает неустойчивость разрушения. Это критическое состояние при разрушении по типу нормального отрыва в условиях плоской деформации определяется критическим значением $K_I = K_{IC}$. Если же реализуется предельное состояние, связанное с разрушением по типу поперечного сдвига, то критерием разрушения является K_{IIIC} , а по типу антиплоской деформации – K_{IIIIC} .

Энергетический критерий с учетом (5.54) можно записать в виде

$$K_C = \sqrt{\left(2\gamma_s d^{-0.26} + \gamma_p\right) \frac{E}{1-\nu^2}},\tag{5.57}$$

где K_C принимает значения K_{IC} , K_{IIC} , K_{IIIc} в зависимости от способа нагружения берегов трещины.

Силовой критерий по (5.55), (5.57) имеет вид

$$\sigma_f = \frac{K_C}{\sqrt{\pi l}} \quad (5.58)$$

Задав числовые значения величин γ_s и γ_p [113] можно определить критические напряжения на фронте трещины и разрушающее напряжение.

Для введения масштабно-инвариантного механизма переноса нагрузки, приводящего к катастрофическому разрушению при достижении приложенной нагрузкой критического порога, используется нагруженное фрактальное дерево.

Рассмотрим простое фрактальное дерево, у которого из каждой вершины выходят два ребра, образующие между собой угол ϑ . Вертикальная нагрузка V приложена к вершине $n=0$ у основания. На n -м уровне существуют 2^n ребер, соединяющих каждую вершину $(n-1)$ -го порядка с двумя вершинами n -го порядка. Высота n -го уровня равна $h_n = h_1 2^{1-n}$, что вдвое меньше высоты $(n-1)$ -го уровня. Полная высота дерева равна

$$H = \sum_{n=1}^{\infty} h_n = 2h_1. \quad (5.59)$$

Если разрушения нет, то нагрузка на каждое ребро n -го уровня составляет

$$V_n = V \cos\left(\frac{\vartheta}{2}\right) 2^{-n}. \quad (5.60)$$

Возможность предотвратить разрушение структуры открывается при включении в структуру некоторой доли особо прочных ребер. Рассмотрим распределение разрушающих нагрузок с двумя характеристическими нагрузками V_{0n} и ηV_{0n} с $\eta > 1$. Флуктуации размеров, форм и других внутренних параметров ребер реальной структуры приводят к статистическому распределению значений разрушающего напряжения V_{nf} ребер n -го уровня. Разнообразие значений моделируется распределением Вейбулла [82], часто

используемым для представления статистических флуктуаций разрушающих нагрузок [112].

Условная вероятность, описывающая индуцированное разрушение, в нашем случае непредставима через p_n (см. формулу (3.29)) простым аналитическим выражением. Численное исследование рекуррентного соотношения для распространения разрушения вверх по дереву проведено в работе [80].

Физический смысл построенного фрактального дерева состоит в следующем. В качестве исследуемой области берется условная зона неупругих деформаций, разрушение в которой наиболее вероятно. Эта область разбивается на части замкнутыми кривыми, концентрическими контуры выработки. Области между кривыми определяют уровни фрактального дерева. Нагрузка V_n формируется из компонент поля напряжений, действующего в соответствующей области. Разрушающее напряжение V_{nf} вычисляется по формуле (5.58) и является силовым критерием n -го уровня. Параметры α и η моделируют наличие крепи и ее силовые характеристики. Характеристическая нагрузка V_{0n} представляет собой прочностную характеристику породного массива.

Таким образом, нагруженное фрактальное дерево может служить простой моделью при исследовании разрушения породных слоев в окрестностях подземных горных выработок.

5.2 Разработка прогрессивных технических и технологических решений по обеспечению устойчивости трещиноватых пород, вмещающих горные выработки

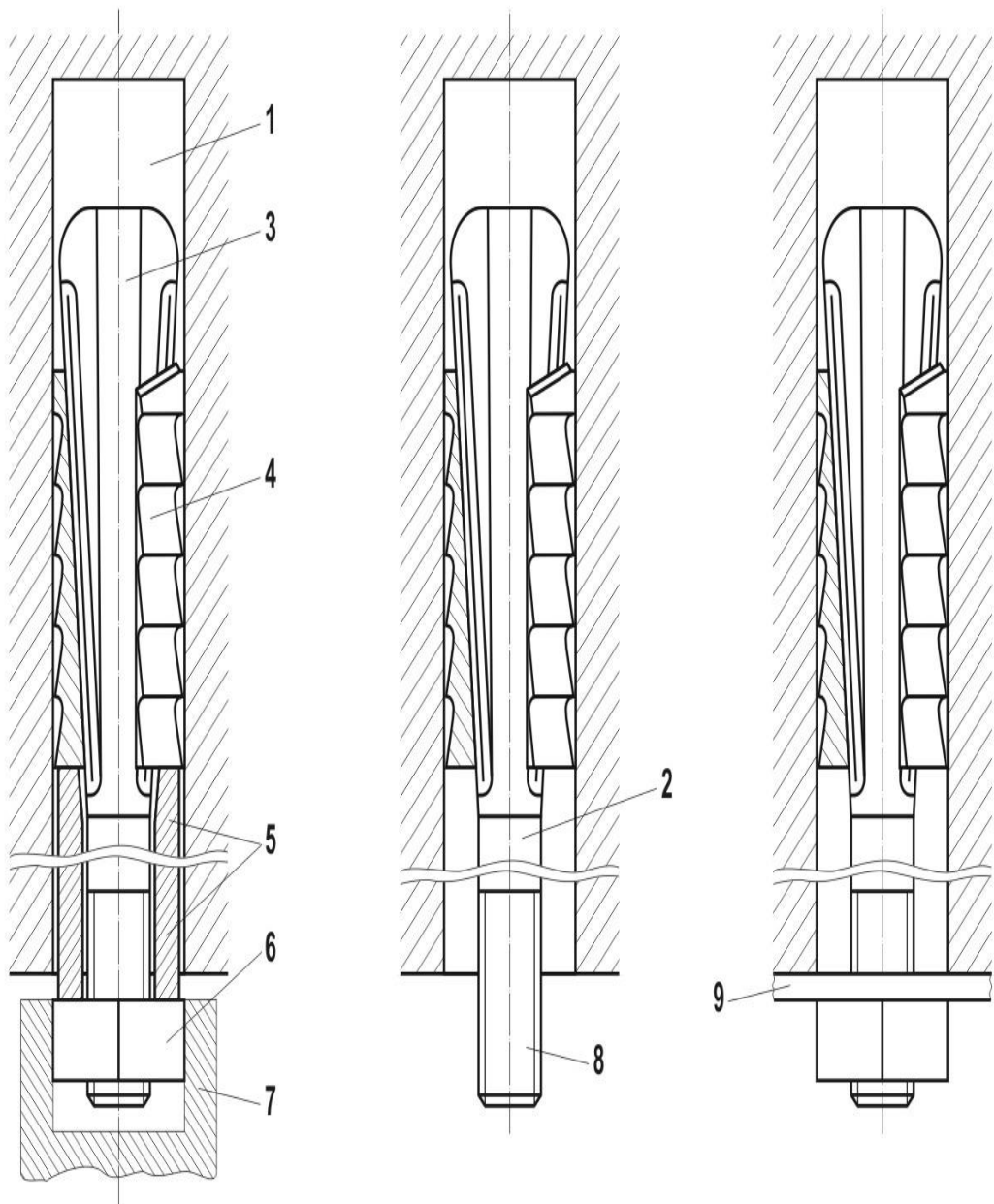
Моделирование процесса анкерования пород кровли показало важность обеспечения высокой несущей способности анкеров. Это послужило основой для разработки новых технических и технологических решений [124-125].

Одно из таких решений направлено на усовершенствование технологии установки металлических анкеров с замками распорного типа.

Обычно установка анкеров производится с помощью стального кольца с внутренним диаметром 25 мм, сформированного на одном из концов отрезка проволоки диаметром 5-6 мм и длиной 2,0-2,2 м и отогнутого от него под прямым углом, в следующей последовательности. В кольцо сверху вниз вводится анкерный стержень (анкер без опорной плитки и натяжной гайки) и к его клиновидному концу прикладываются распорные полумуфты (сухари). Подавая вверх анкерный стержень и придерживая полумуфты с помощью отрезка проволоки с кольцом, проходчик вводит его в шпур на глубину, при которой длина выступающей в выработку части анкера составляет 15-10 мм. Затем постукиванием кольца по полумуфтам, прижатым к клиновидному концу анкера, достигался их начальный распор в стенки шпура. После этого отрезок проволоки с кольцом извлекается из шпура, а на хвостовой конец анкерного болта навинчивается гайка на 2-3 оборота. С помощью поддиры, распираемой между кровлей и гайкой, создаётся осевое усилие 3-5 кН, под действием которого происходит смещение анкера на 20 ± 5 мм (длина выступающего в выработку конца анкера увеличивается до 30-40 мм). Затем гайка свинчивается, на резьбовой конец стержня надевается опорная плитка и вновь навинчивается гайка с осевым усилием до 10-20 кН.

Хронометражные наблюдения показали, что один проходчик затрачивает на установку анкера этим способом (без учета времени бурения шпура) в среднем 4,5 мин. Недостатками данного способа являются низкое сопротивление анкера в начальный период нагружения и медленное нарастание его сопротивления внешней нагрузке. Эти недостатки связаны со смещением распорных полумуфт к устью шпура при затягивании гайки во время установки анкера, а в дальнейшем – со смещением распорных полумуфт при опускании пород кровли. Смещения полумуфт обусловлены тем, что при ручном постукивании кольцом по ним создается недостаточный начальный распор при малой площади контакта со стенками шпура и отсутствии внедрения в породу выступов полумуфт.

Рационализация способа установки анкера может выражаться в следующем. В шпур 1 (рис. 5.6) вводится анкерный стержень 2 с распорными полумуфтами 4 на клиновом конце 3, предварительно помещенный в установочную



а) анкер в установочной трубе б) анкер после извлечения трубы в) рабочее положение анкера

Рис. 5.6. Способ установки анкера распорно-замкового типа:

- 1 – шпур; 2 – анкерный стержень;
- 3 – клиновой конец анкерного стержня;
- 4 – распорные полумуфты; 5 – установочная труба;
- 6 – гайка; 7 – гайковёрт; 8 – резьбовой конец анкера;
- 9 – опорная плитка

трубу 5, до упора в дно шпура 1 или на требуемую глубину. Удерживая установочную трубу 5 в неподвижном положении, рабочие производят навинчивание и предварительное затягивание гайки 6, например, с помощью гайковерта 7 с регулируемым моментом до создания заданного осевого усилия. После этого гайку 6 свинчивают с резьбового конца 8 анкерного стержня 2, а установочную трубу 5 извлекают из шпура. Затем на хвостовой конец 8 анкерного стержня 2 надевают опорную плитку и навинчивают гайку 6, которую затягивают до создания заданного осевого усилия.

Второе прогрессивное технологическое решение направлено на обеспечение повышенной несущей способности анкерной крепи в период поддержания выработки после прохода забоя лавы. Его сущность заключается в следующем. В забое выемочного штрека, проводимого по пласту угля с подрывкой пород почвы, в шпуры, пробуренные в кровлю выработки (рис. 5.7), устанавливают металлические анкеры 2 распорного типа с опорными плитками 3, выполненными в виде полусферы и имеющими штуцеры 4 для подачи в шпуры твердеющего состава 5, например, цементно-песчаного раствора. Может быть применена и плоская металлическая опорная плитка. При установке под этой плиткой размещают резиновую прокладку с просечкой под специально изогнутую стальную трубку наружным диаметром 10 мм, один конец которой вставляют в зазор между анкером и стенкой шпура, а другой, выступающий в выработку, служит для подключения нагнетательного шланга от пневмонагнетателя или конусной насадки ручного пневмошприца.

При установке анкера 2 между опорной плиткой 3 и породным контуром размещают уплотняющую прокладку 6. Возведение рамной крепи 7 производят в зависимости от горно-геологических условий проведения штрека с отставанием от забоя или на сопряжении с лавой 8. В зоне опорного давления лавы 8 рамную крепь 7 усиливают стойками (гидравлическими, металлическими или деревянными). В выемочном штреке 1 за очистным

забoем на расстоянии $l_{об}$, равном шагу обрушения основной кровли,
производят заполнение

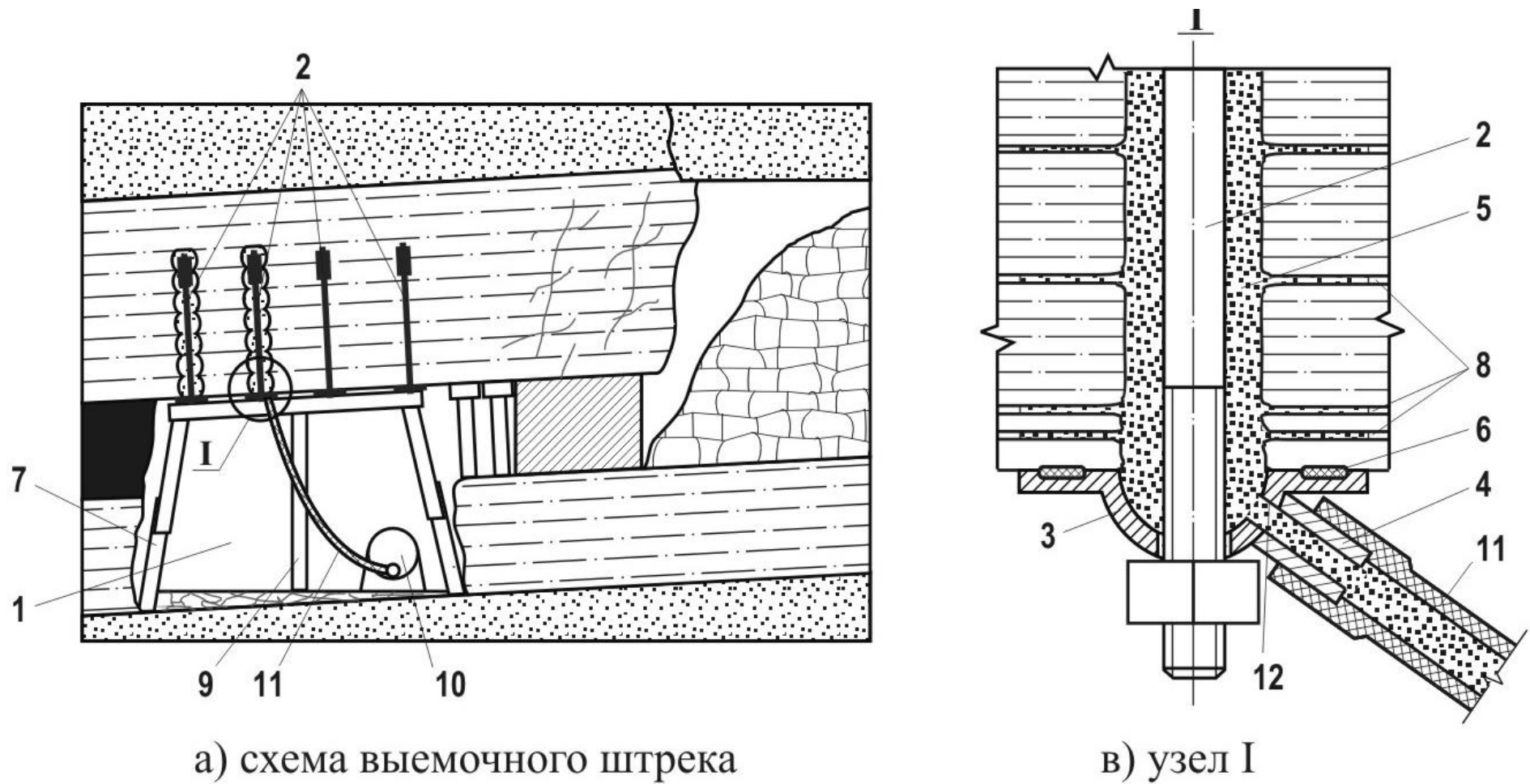


Рис. 5.7. Способ усиления анкерной крепи:

1 – выемочный штрек; 2 – анкер распорно-замкового типа; 3 – металлическая опорная плитка; 4 – штуцер; 5 – твердеющий состав; 6 – уплотняющая прокладка; 7 – рамная крепь; 8 – трещина в породе; 9 – стойка; 10 – растворонасос; 11 – гибкий рукав; 12 – отверстие в опорной плитке

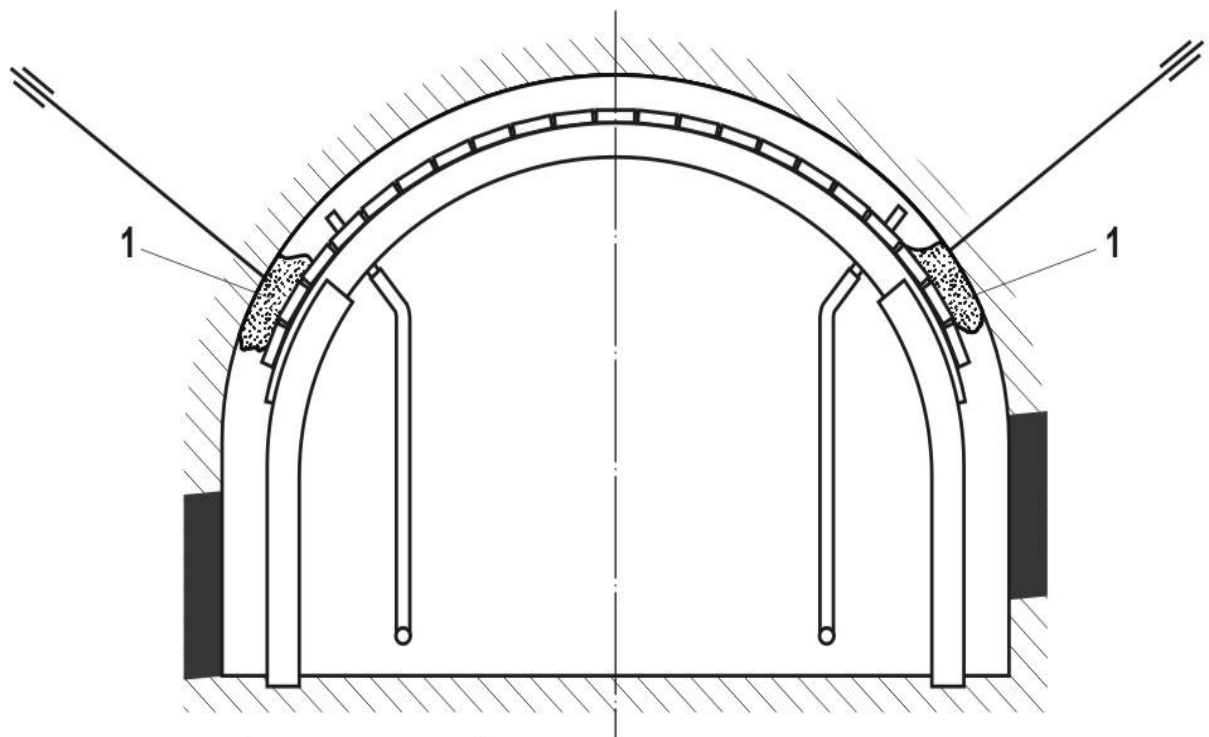
шпуров с ранее установленными анкерами 2 твердеющим составом 5. Твердеющий состав 5 подают с помощью пневмонагнетателя или растворонасоса 10 по гибкому рукаву 11, подсоединенному к штуцеру 4, закрепленному на опорной плитке 3 со специальным отверстием 12 в полусфере. При заполнении шпура твердеющий состав 5 проникает в трещины 13 параллельно напластованию, упрочняя породы вокруг шпуров и повышая несущую способность анкеров.

В породах кровли горных выработок с арочной крепью трещин значительно больше, чем при применении анкерной крепи. Предотвращение развития трещиноватости пород может быть реализовано за счёт создания равномерного контакта рам крепи с кровлей. Три новых технологических решения как раз и направлены на решение этого вопроса и связаны с частичным заполнением пустот за рамами арочной крепи [126-128].

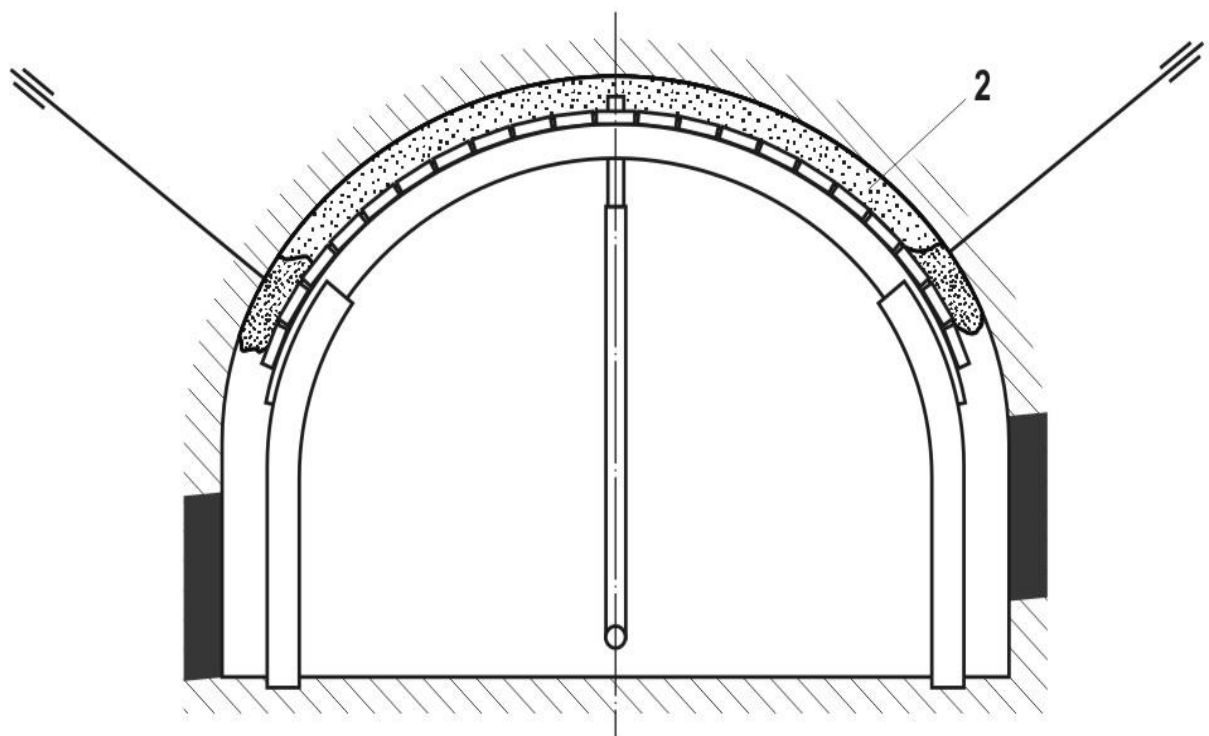
В неустойчивых породах перед возведением арочной крепи рекомендуется [114] производить установку анкеров в надбермовых породах кровли (рис. 5.8). После установки рам следует покрыть затяжку водонепроницаемым материалом с образованием с обеих сторон выработки «карманов» в закрепном пространстве и закреплением концов водонепроницаемого покрытия на анкерах. Заполнение закрепного пространства твердеющим материалом производится, начиная с «карманов». После отвердевания состава в «карманах» производится заполнение пустот в своде выработки. Такой порядок заполнения пустот позволяет обеспечить предотвращение расслоения пород по всей площади кровли и повысить её устойчивость, особенно на сопряжении подготовительной выработки с лавой.

Применительно к породам средней устойчивости разработана прогрессивная технология укладки на затяжку поверх верхняков арочной крепи эластичных оболочек и заполнение их твердеющим составом до достижения уровня давления в 0,3 МПа. При этом эластичная оболочка выполнена по периметру из ткани с различным уровнем водопроницаемости.

Стенка оболочки, контактирующая с горными породами, выполнена из водонепроницаемой



а) начальный этап заполнения пустот;



б) заключительный этап заполнения пустот.

Рис. 5.8. Способ заполнения пустот над верхним элементом арочной крепи:

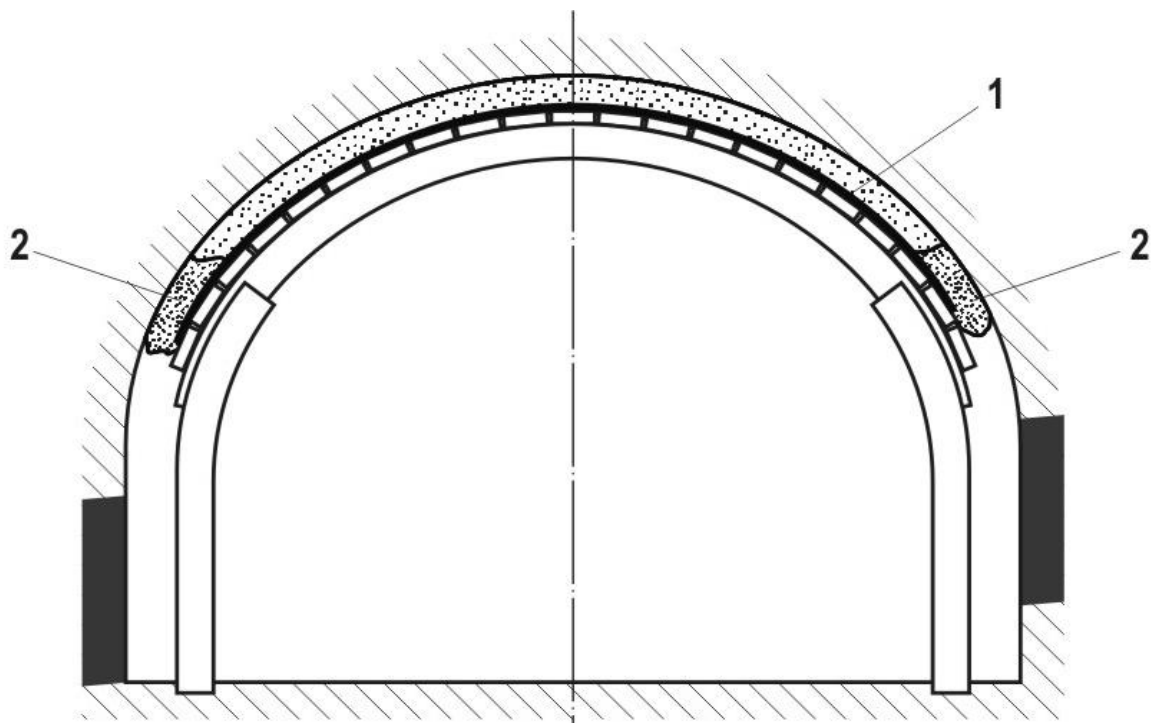
- 1 – «карман», заполненный вяжущим веществом;
- 2 – твердеющий материал

ткани, а стенка, контактирующая с затяжкой, из ткани, фильтрующей воду. При нагнетании твердеющего состава водонепроницаемая стенка плотно прижимается к породному контуру, а фильтрующая воду стенка – к затяжке. Вода из твердеющего состава стекает по элементам крепи на почву выработки, не увлажняя породы кровли, а состав схватывается и твердеет, не теряя объёма, что обеспечивает предотвращение расслоения пород непосредственно в забое выработки.

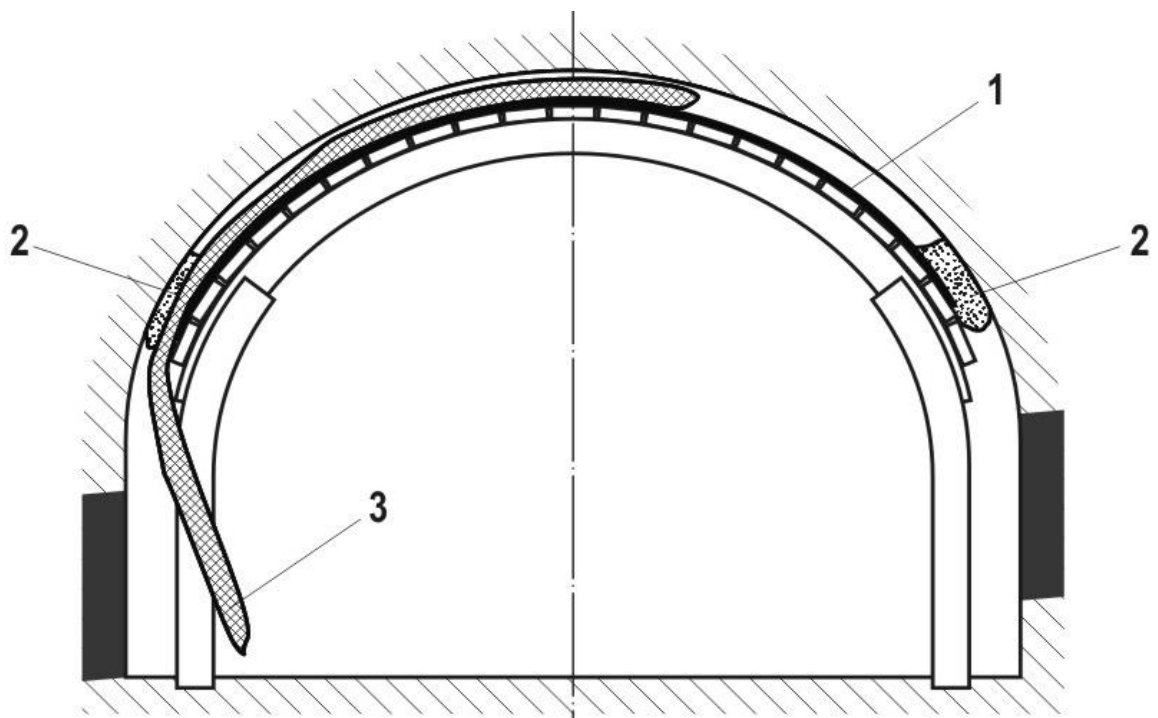
При устойчивой кровле рекомендуется применение наиболее экономичного способа [128], заключающегося в следующем. Над верхним элементом арочной крепи между затяжкой и породами кровли размещаются и заполняются сжатым воздухом эластичные оболочки. Пространство между ними заполняется твердеющим материалом (рис. 5.9). Эластичные оболочки размещаются таким образом, чтобы полоса твердеющего материала находилась непосредственно над верхним элементом крепи. До отвердевания состава предотвращение расслоения кровли обеспечивается эластичными оболочками. После отвердевания состава для извлечения оболочек с целью повторного использования из них выпускают воздух.

Результаты натурных наблюдений показывают, что при охране выработок целиками шириной не менее 20 м трещиноватость пород в зоне влияния очистных работ практически не развивается. При охране выработок бутокострами с органичным рядом или рядами тумб из блоков БЖБТ ширина раскрытия трещин и их количество возрастают после прохода забоя лавы в десятки раз. Существующие охранные конструкции имеют характеристики (рис. 5.10), не позволяющие в большинстве случаев обеспечивать эффективное восприятие нагрузки. Костровые конструкции слишком податливы и набирают достаточный уровень сопротивления сжатию только после уменьшения их высоты в два раза и более. Тумбы из блоков БЖБТ, органичные ряды и «кусты» из деревянных стоек недостаточно податливы и сравнительно легко разрушаются при незначительных смещениях кровли. С учётом этого

была разработана ограниченно-податливая охранная конструкция [129], представляющая собой



а) заполнение пустот твердеющим материалом непосредственно над верхняком арочной крепи



б) извлечение пневматических эластичных оболочек из закрепного пространства

Рис. 5.9. Технология ленточного заполнения пустот над верхним элементом арочной крепи:

- 1 – полоса из удерживающего раствор материала;
- 2 – «карманы», сформированные из полосы 1;
- 3 – пневматическая эластичная оболочка

Нагрузка, тс

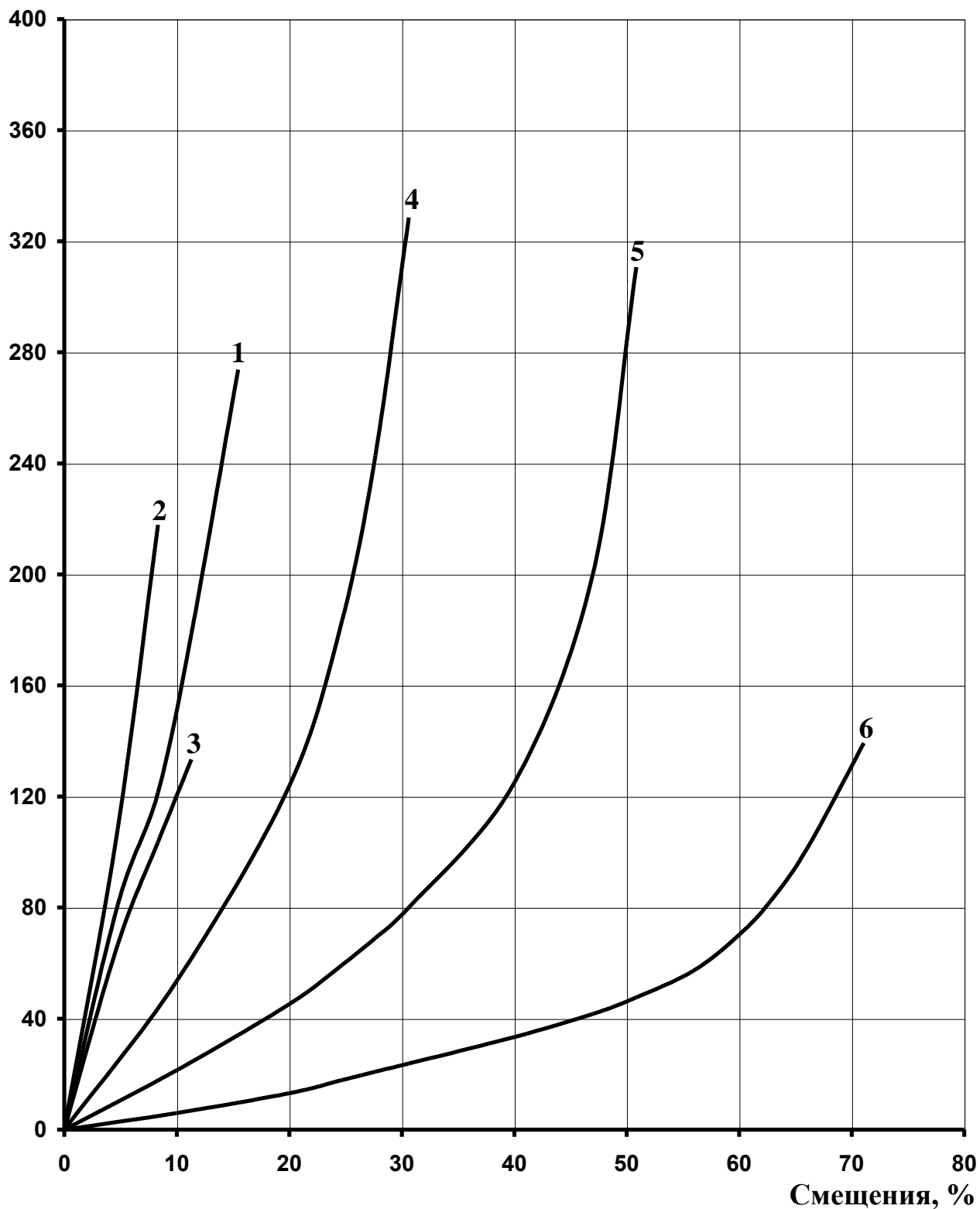


Рис. 5.10. Характеристики охраняемых конструкций:
1 – БЖБТ (М200) с деревянными прокладками;
2 – БЖБТ (М300) без прокладок;
3 – двойной органый ряд;
4 – костер ограниченной податливости;
5 – бутокостер; 6 – деревянный костер

костёр из шпального бруса, все пустоты в стенках которого и углы внутренней полости заполнены твердеющим материалом (рис. 5.11). Податливость такой конструкции не превышает 25% при постоянном сопротивлении сжатию.

Аналогичные принципы заложены в разработанной ШахтНИУИ по заказу ОАО «Гуковуголь» и ОАО «Ростовуголь» охранной конструкции из бетонно-деревянных блоков (БДБ), которая широко применяется на угольных шахтах Российского Донбасса.

Анализ фрактальных моделей разрушения пород кровли над очистным забоем позволил разработать новый способ безлюдной отработки запасов крутых тонких угольных пластов [130]. Он заключается в том, что при выемке угля в лаве дистанционно управляемой выемочной машиной и установке клиновой крепи механизированным крепеустановщиком по известной схеме [8] вдоль лавы размещают вплотную к очистному забою в начале выемочного цикла гибкую цилиндрическую оболочку, выполненную в виде резиновой трубы с упругими стенками диаметром, равным максимальному значению вынимаемой мощности пласта, и перемещают за забоем лавы в конце выемочного цикла (рис. 5.12). Такая конструкция при соблюдении технологии выемки угля обеспечивает предотвращение расслоения и обрушения пород непосредственной кровли в призабойном пространстве лавы.

Анализ результатов построения фрактального дерева, моделирующего напряжённо-деформированное состояние породного массива, вмещающего крупногабаритные (с расчётным пролётом 8 м и более) камеры и сопряжения подготовительных выработок, и динамику развития в нём трещиноватости, показал целесообразность реализации следующих технических и технологических решений, направленных на обеспечение устойчивости данных объектов – подземных горных хозяйств угольных шахт:

1. Заложение выработок в прочных (сопротивление на одноосное сжатие не менее 60 МПа) и монолитных породах.

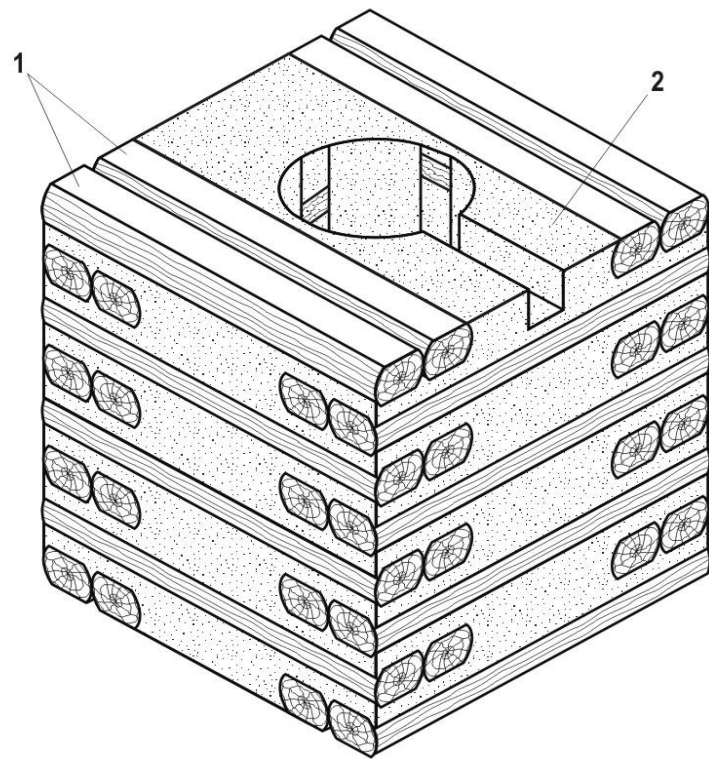


Рис. 5.11 Охранная конструкция ограниченной податливости:

- 1 – деревянные элементы конструкции;
- 2 – твердеющий материал

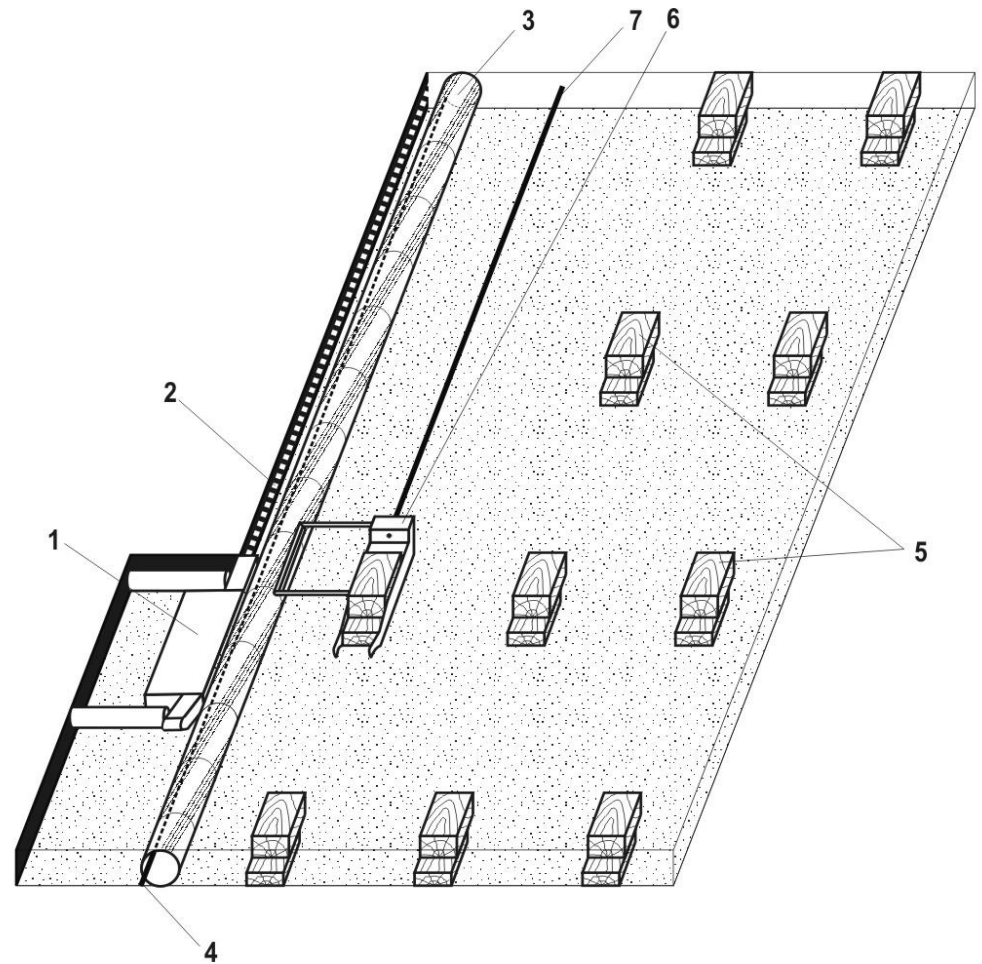


Рис. 5.12. Способ безлюдной выемки крутых пластов:

- 1 – угольный комбайн; 2 – рабочий канат; 3 – гибкая цилиндрическая оболочка; 4 – специальный канат;
- 5 – клиновья крепь; 6 – крепеустановщик; 7 – канат лебёдки

2. Применение технологических схем поэтапного проведения выработок (например, сооружение сопряжения сначала площадью, соответствующей сечению одной из сопрягающихся выработок, с последующим расширением до проектных габаритных размеров объекта).

3. Применение анкерной крепи с повышенной удельной несущей способностью в качестве постоянной.

6 ШАХТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРАКТИЧЕСКОЙ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОГРЕССИВНЫХ РЕШЕНИЙ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ ТРЕЩИНОВАТЫХ ПОРОДНЫХ МАССИВОВ В ОКРЕСТНОСТЯХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

6.1 Исследование эффективности повышения несущей способности анкерной крепи

Испытания способа повышения несущей способности анкерной крепи были проведены в штреке № 322 шахты «Юбилейная» ОАО «Ростовуголь» [115, 116].

Штрек был пройден буровзрывным способом по пласту i_2^{1B} с присечкой пород почвы. Глубина его расположения по отношению к земной поверхности составила 785 м (в районе опытных участков).

В пределах панели № 3 угольный пласт i_2^{1B} состоит из двух пачек антрацита мощностью 0,22-0,30 и 0,45-0,55 м, разделенных породным прослоем – песчаным сланцем мощностью 0,06-0,08 м. Вынимаемая мощность пласта – 0,75-0,85 м, угол падения – $6-8^0$. Непосредственная кровля характеризуется как среднеустойчивая, представлена слоистым, крепким (70-90 МПа), трещиноватым (3-5 трещ./м) песчаным сланцем мощностью 0,8-3,0 м, плавно переходящим в “ложную” кровлю – глинистый сланец мощностью 0,0-0,3 м, слоистый за счет тонких прослоев угля и обугленного растительного детрита. Основная кровля, классифицирующаяся как труднообрушающаяся, представлена средне- и мелкозернистым, слоистым за счет разницы гранулометрического и минералогического составов песчаником мощностью 5-13 м, прочностью на одноосное сжатие 100-120 МПа, или переслаиванием песчаника и песчаного сланца (прочностью 70-90 МПа, мощностью – 5-12 м). Непосредственная почва – песчаный сланец, крепкий (70-90 МПа), трещиноватый (2-4 трещ./м), мощностью 0,0-3,1 м, плавно переходящий в кварцевый песчаник основной почвы (прочность на одноосное сжатие – 100-120 МПа).

Основными горно-геологическими факторами, осложняющими ведение

работ, являлись наличие «ложной» кровли, что обусловило «куполение» пород на высоту до 0,3 м; труднообрушающаяся основная кровля; значительный водоприток в выработку.

На участке испытаний вынимаемая мощность пласта составляла 0,81 м, угол падения – 6° , мощность непосредственной кровли – 2,5 м.

Штрек № 322 имеет трапециевидную форму поперечного сечения, площадь которого в проходке составляет 14,7 м. Пролет в проходке по почве – 5,42 м, по кровле – 4,50 м. За время поддержания штрека до влияния очистных работ пролет по кровле значительно увеличился (рис. 6.1-6.3) вследствие обрушения пород в боках выработки.

При проведении штрека № 322 крепился анкерами распорного типа (ЭС-1м), устанавливаемыми в кровлю (по 4 анкера в ряду через 1 м, ряды через 1 м) и в берму верхнего бока (по 1 анкеру через 1 м в шахматном порядке). Проектная длина анкеров – 2,0 м, фактическая – преимущественно 1,8 м (96 %), а также 1,6 м (2 %), 1,2 м (1 %) и 2,0 м (1%). С анкерами устанавливались плоские опорные плитки размерами 150x150x6 мм (80 %) и 200x200x8 мм (15 %) под шестигранные (92 %) и четырехгранные (8 %) гайки М20, изготовленные из ст.3 ГОСТ 380-71.

За время поддержания штрека № 322 до влияния очистных работ в течение 3 лет состояние элементов крепи выработки значительно ухудшилось в результате использования установленных при проходке штрека в его кровлю анкеров для подвески горношахтного оборудования: канатов ленточного конвейера, приводов проходческих и очистных машин, – при демонтаже проходческого, доставке и монтаже лавного оборудования. Отмеченные факторы отрицательно сказались на процессе расслоения пород кровли, величина суммарного раскрытия трещин напластования в двухметровом слое пород кровли до влияния очистных работ достигала на отдельных участках 10 мм, наблюдалось также ее «коржение».

От влияния опорного давления лавы № 322, оборудованной струговым комплексом «Дон-Фалия» и отработывавшей запасы выемочного столба

обратным ходом, штрек № 322 охранялся двумя рядами бутокостров.

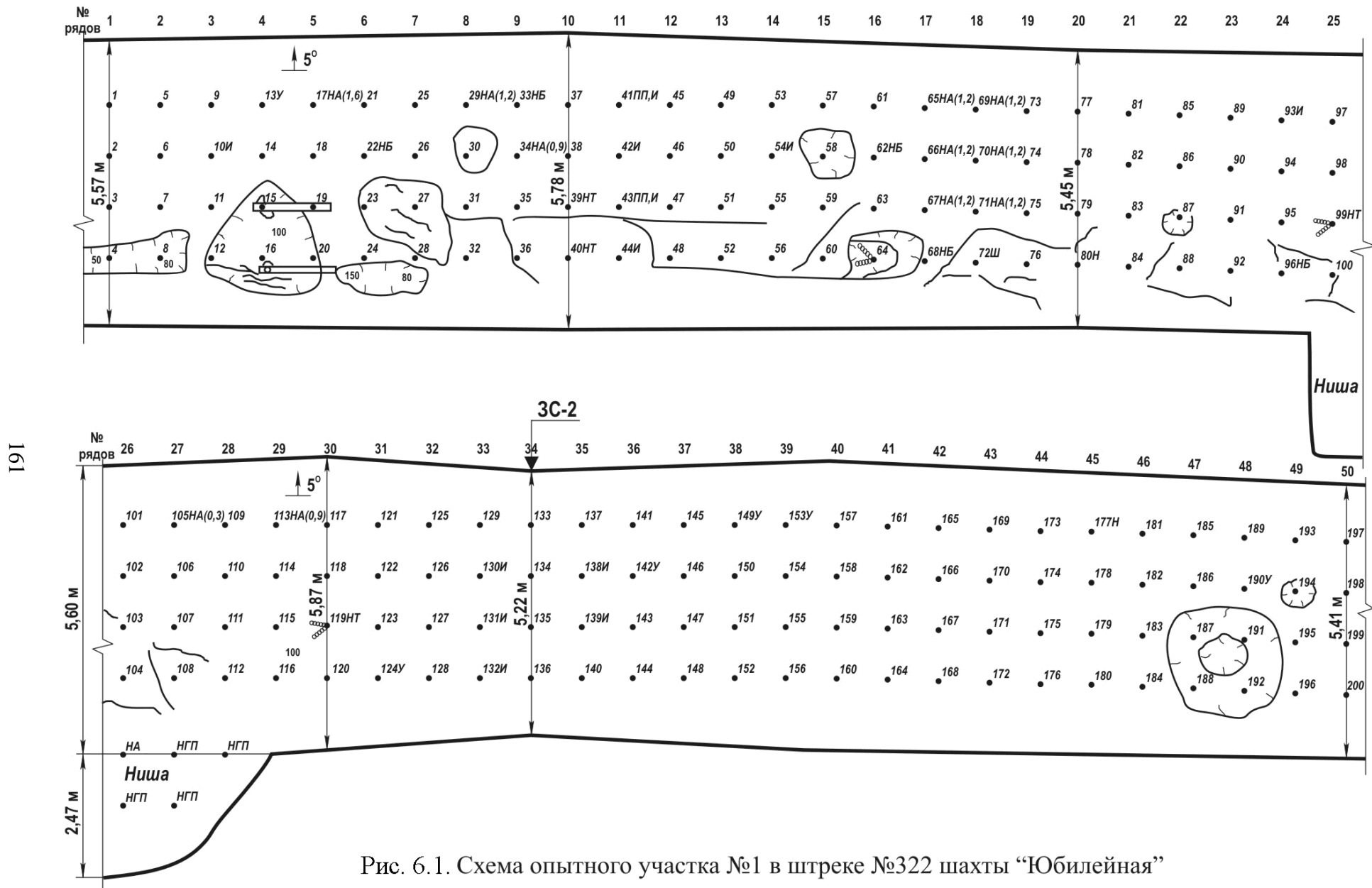


Рис. 6.1. Схема опытного участка №1 в штреке №322 шахты “Юбилейная”

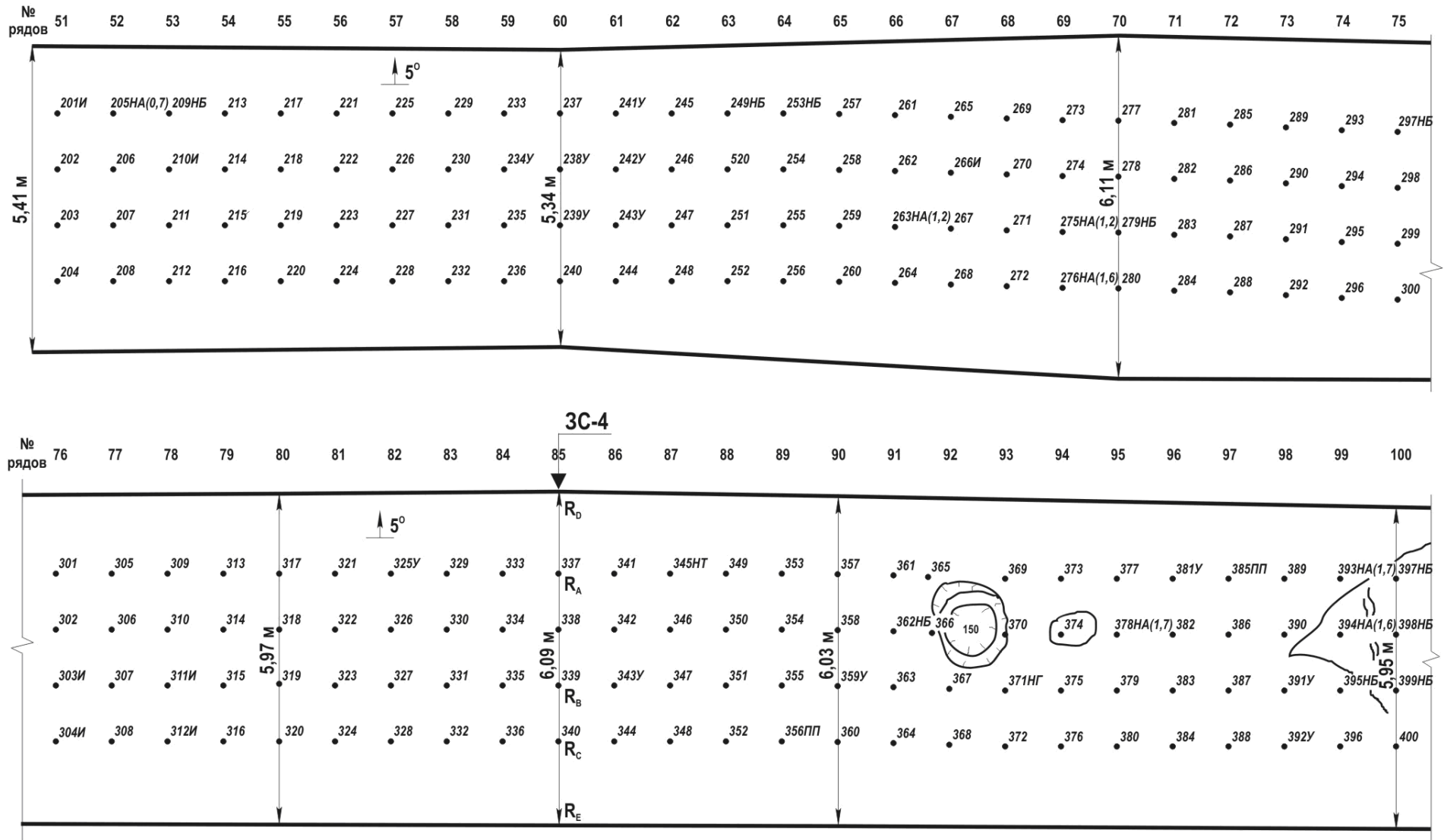


Рис. 6.2. Схема опытного участка №2 в штреке №322 шахты “Юбилейная”

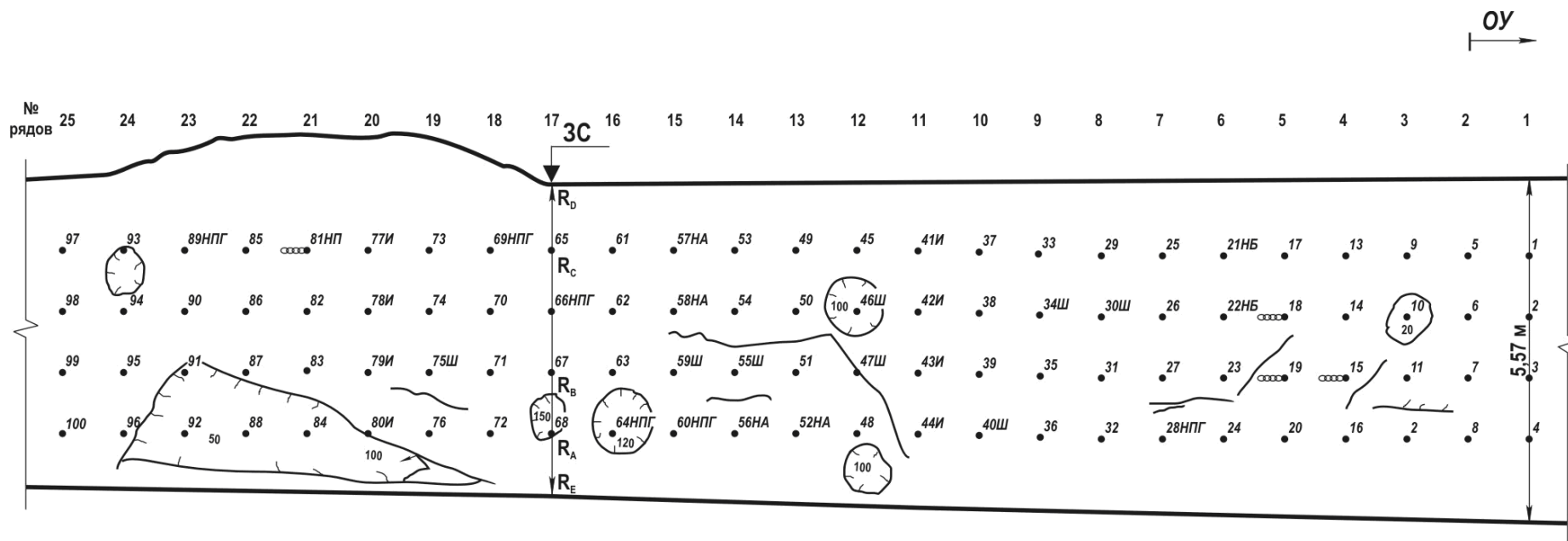


Рис. 6.3. Схема контрольного участка в штреке №322 шахты “Юбилейная”

Способ управления кровлей в лаве – полное обрушение, шаг обрушения основной кровли в установившемся режиме (шаг вторичной посадки) – 25 м. Привод струговой установки был вынесен в штрек, а перегрузка угля осуществлялась на два скребковых конвейера СР-70. За линией очистного забоя (на расстоянии 30-50 м) размещался энергопоезд.

Впереди лавы на расстоянии 15-20 м устанавливалась металлическая трапециевидная крепь типа КПС-3.000-17 высотой до просадки $h = 2600$ мм, с вертикальной податливостью до 700 мм, с боковыми стойками сопротивлением в податливом режиме до 120 кН, массой комплекта в 331 кг. Прямолинейный верхняк длиной $L_B = 4200$ мм был изготовлен из стального проката профиля СВП 27. Так как в штреке за лавой был размещен энергопоезд, то установка центральной металлической стойки с сопротивлением 200-250 кН была невозможна. В штреке в (8-10 м за линией очистного забоя) устанавливались деревянные стойки под верхняки рамной крепи у его верхней стенки, а за энергопоездом – посередине пролета. Однако уже в створе с линией забоя лавы возникали трудности в части поддержания кровли штрека, связанные с необходимостью извлечения впереди лавного конвейера стойки с верхней стороны выработки и ее повторной установки за ним. На основании расчета параметров анкерной крепи усиления на сопряжении штрека № 322 с лавой № 322, выполненного в соответствии с методикой [104], была предложена схема подвески верхняков крепи КПС к установленным в кровлю штрека при его проведении анкерам.

Выполнение перечисленных инженерных мероприятий не обеспечивало удовлетворительного состояния штрека на сопряжении с лавой, что было связано с частыми вывалами надбермовых пород кровли с верхней стороны выработки, которые затрудняли передвижку приводной станции, увеличивали трудоемкость концевых работ. Имели место значительные смещения кровли, а прогибы ее слоев создавали неблагоприятные условия для механической работы металлической податливой крепи типа КПС. Верхняк (крепь не имела центральной стойки)

нагружался в средней части, что приводило к его сильному изгибу и деформациям узлов соединения с боковыми стойками. Деревянные стойки у верхней стенки штрека ломались из-за несоответствия их податливости фактическим смещениям пород. Вследствие несоответствия параметров анкерной крепи горнотехническим условиям наблюдалось чрезмерное нагружение анкеров, что сопровождалось «стрелянием» шестигранных гаек или разрывами опорных плиток, а также их «обыгрыванием». Разломы кровли вдоль стенок штрека и совокупное влияние перечисленных отрицательных факторов значительно уменьшали грузонесущую способность заанкерванной толщи и создавали угрозу завала участка штрека в районе размещения энергопоезда.

Это предопределило необходимость испытаний более эффективных мероприятий по поддержанию штрека № 322.

В штреке № 322 шахты «Юбилейная» впереди лавы № 322 были подготовлены два опытных участка протяженностью по 55 м (по 50 рядов анкеров, установленных в кровлю в период проведения штрека по сетке 1 х 1 м) с фиксированной прочностью закрепления их замков, составляющей в среднем 51 кН на первом опытном участке (ОУ-1) и 63 кН – на втором (ОУ-2). Во время подготовки опытных участков подвигание забоя лавы составило всего 12 м, что было обусловлено отказами очистного оборудования, забастовкой рабочих, а также простоями, вызванными неудовлетворительным состоянием крепи на сопряжении лавы со штреком № 322.

Состояние кровли и анкерной крепи перед подготовкой опытных участков, а также особенности установки анкеров и их испытаний на опытных и контрольных участках показаны на рис. 6.1-6.3 с использованием следующих условных обозначений:

- – место установки анкера в кровлю при проходке штрека;
- 40 – порядковый номер анкера на опытном или контрольном участке;
- И – анкер был подвержен нагружению прибором ПКА-3;

НА (0,7) – в шпуре длиной 0,7 м (недобуренном при проходке или пережатом в период поддержания штрека) не было анкера;

НБ – в месте, где должен быть установлен анкер, не был пробурен шпур;

НП – на анкерном стержне, установленном при проведении штрека, не было опорной плитки;

НПГ – на анкерном стержне, установленном при проведении штрека, не было опорной плитки и гайки;

НТ – анкер, установленный в кровлю при проходке штрека, не был усилен новым способом;

ПП – под опорной плиткой анкера, установленного при проходке, была сделана подложка;

У – в шпур установлен анкер новым способом и в последующем испытан прибором ПКА-3;

Ш – опорная плитка установленного при проведении анкера не имела контакта с породами кровли;

○● – на анкере, установленном при проведении штрека, вместо опорной плитки было использовано звено (или несколько звеньев) конвейерной цепи;

○○○○● – на анкере, установленном при проведении штрека, был подвешен с помощью цепи от скребкового конвейера канат ленточного конвейера;

– куполообразный вывал из кровли;

Ф – анкер удерживает отслоившуюся породу в форме линзы;

— – трещина со значительным раскрытием в кровле штрека.

На ОУ-1 (ПК39-5м – ПК41+10м) была произведена переустановка 168 анкеров (рис. 6.1)

Переустановка осуществлялось следующим образом. С выступающего в штрек конца анкерного стержня, установленного в кровлю при проведении выработки, свинчивалась гайка и снималась опорная плитка. Затем на него одевалась установочная труба и вводилась в шпур до упора в полумуфты. На

резьбовую часть анкера навинчивались специальная гайка или прибор ПКА-3 и с помощью специального ключа затягивались до создания осевого усилия в 50 кН. После этого гайка свинчивалась, установочная труба извлекалась из шпура, на резьбовой конец анкера надевалась опорная плитка, навинчивалась шестигранная гайка М20 и затягивалась с усилием до 40 кН.

Вследствие того, что за время поддержания штрека в нетронутым массиве его кровля сильно расслоилась и шпуры были частично пережаты, наибольшую трудность представляли введение в шпур и извлечение из него установочной трубы. Многие шпуры, в которые при проведении штрека анкера не были установлены, оказались полностью пережатыми на глубине до 1,2 м. В этой связи на ОУ-1 не было установлено 15 анкеров (№ № 7, 22, 29, 33-34, 45, 62, 65-67, 80, 95-96, 105, 113).

В шпуры вместо извлеченных деформированных или неправильно установленных при проведении штрека анкеров были установлены испытываемым способом семь новых (№ № 13, 124, 142, 149, 153, 190, 193).

Десять установленных при проведении выработки анкеров (№ № 39-40, 64, 69-72, 99 и 119) не были усилены по следующим причинам: к анкеру подвешен на цепи канат каркаса ленточного конвейера; анкер деформирован и защемлен в шпуре, извлечь невозможно; анкер удерживает отслоившейся в форме линзы блок породы.

На ОУ-2 (К36 – ПК39 -5 м) была произведена переустановка 166 анкеров, установленных в кровлю штрека на стадии его проведения, и осуществлена установка с фиксированным натяжением 60 кН на ее первом этапе 12 анкеров (рис. 6.2).

Работы по усилению и установке анкеров выполнялись в соответствии с разработанным способом аналогично проведенным на ОУ-1, с той разницей, что усилие натяжения анкера на первом этапе его установки (при введенной в шпур установочной трубе) доводилось до 60 кН.

На ОУ-2 большинство шпуров, в которые при проведении штрека не были установлены анкера, оказались пережатыми на глубине 0,6-1,0 м

(№ № 205, 263, 276). Ряд шпуров был недобурен (№ № 275, 235, 278, 393, 394), их глубина составляла 1,5-1,7 м. В 11 местах, где должны были быть установлены анкеры, шпуры вообще отсутствовали (№ № 209, 249, 253, 279, 297, 361, 362, 395, 397-399). Один анкер (№ 335), оборванный по резьбе (обрыв оказался на глубине 0,09 м), так же как и другой (№ 386), конец которого выступал в штрек, не удалось выбить, из-за зажатости в шпуре.

Поэтому на ОУ-2 21 анкер не был установлен вообще. Один анкер (№ 218) не был усилен из-за невозможности введения установочной трубы в пережатый шпур.

Для оценки работоспособности предложенного способа наблюдения за состоянием крепи велись не только на опытных участках, но и на примыкающем к ОУ-1 участке штрека протяженностью 25 м (контрольный участок), на котором установленные при проведении выработки анкеры не усиливались (рис. 6.3).

На ОУ-1 были испытаны 23 анкера, на ОУ-2 – 21 анкер, на контрольном участке (КУ) – 8 анкеров. Контроль усилия натяжения анкера на первом этапе его установки (усиления) и контроль предварительного натяжения анкеров производились с помощью динамометрического ключа конструкции ДонУГИ, оттарированного с помощью гидравлического динамометра ДА-1 конструкции КузНИУИ. Исследования прочности закрепления замков анкеров осуществлялись с помощью прибора ПА-3. При этом нагружение каждого анкера производилось при сохранении его предварительного натяжения, и продолжалось до смещения анкера на 48 мм.

Испытания показали следующее. Создание усилия натяжения в диапазоне от 43 до 61 кН обеспечило в 89 % случаев прочность закрепления замков не менее этих значений усилия. Лишь в пяти случаях из 44 прочность закрепления замков анкеров оказалась менее на 2-6 % значений усилия натяжения анкеров на первом этапе их установки. Разброс значений прочности закрепления замков анкеров составил 24 % (46-57 кН) на ОУ-1; 45 % (55-80 кН) на ОУ-2 и 81 % (31-56 кН) на контрольном участке. Усилие

предварительного натяжения анкеров на опытных участках было в 4,3 раза больше, чем на контрольном, а прочность закрепления анкеров (ее средние значения) в 1,2 (на ОУ-1) и в 1,5 (на ОУ-2) раз больше, чем на контрольном.

Оценка несущей способности анкеров как меры противодействия расслоению кровли произведена с использованием специальных графиков (рис. 6.4) на основании сравнения площадей, ограниченных кривыми 1-3 и осью абсцисс (δ). Эти площади характеризуют механическую работу (A_1, A_2, A_3), выполняемую анкерами, установленными в кровлю ОУ-1, ОУ-2 и КУ, при смещении резьбовых концов анкерных стержней на 48 мм.

$$A_1 = 3(43+43+45+45+47+47+49+49+50+50+51+51+51) = 2151 \text{ Дж (ОУ-1)}.$$

$$A_2 = 3(42+42+51+51+56+56+60+60+61+62+62+62+62+63) = 2553 \text{ Дж (ОУ-2)}.$$

$$A_3 = 3(11+11+13+13+18+18+22+22+25+25+29+29+34+34+41) = 1023 \text{ Дж (КУ)}.$$

Таким образом, несущая способность анкера, установленного или усиленного предложенным способом, оказалась выше в 2,1 на ОУ-1 и в 2,5 раза на ОУ-2, чем анкера без усиления на КУ.

Механическая работа, которую способны совершить все анкеры, установленные в кровлю первой половины ОУ-1, в 1,94 раза больше, чем работа, которую способны совершить все анкеры, установленные в кровлю контрольного участка. Это соотношение выражается следующими значениями: 2,30 – для второй половины ОУ-1, 2,53 – для первой половины ОУ-2 и 2,47 – для второй половины ОУ-2.

Полученные данные убедительно доказывают эффективность практической реализации предложенного способа повышения несущей способности анкерной крепи.

Шахтные наблюдения за проявлениями горного давления производились в соответствии с известными рекомендациями и включали измерение опусканий кровли, исследование трещинообразования (развития трещин напластования и поперечных), фиксацию деформаций элементов крепи.

Наблюдения за смещениями кровли производились на шести замерных

станциях. Каждая замерная станция оборудовалась 5 контурными реперами, заложенными в кровлю (R_A, R_B, R_C) и бока (R_{D1}, R_E) в одном вертикальном сечении.

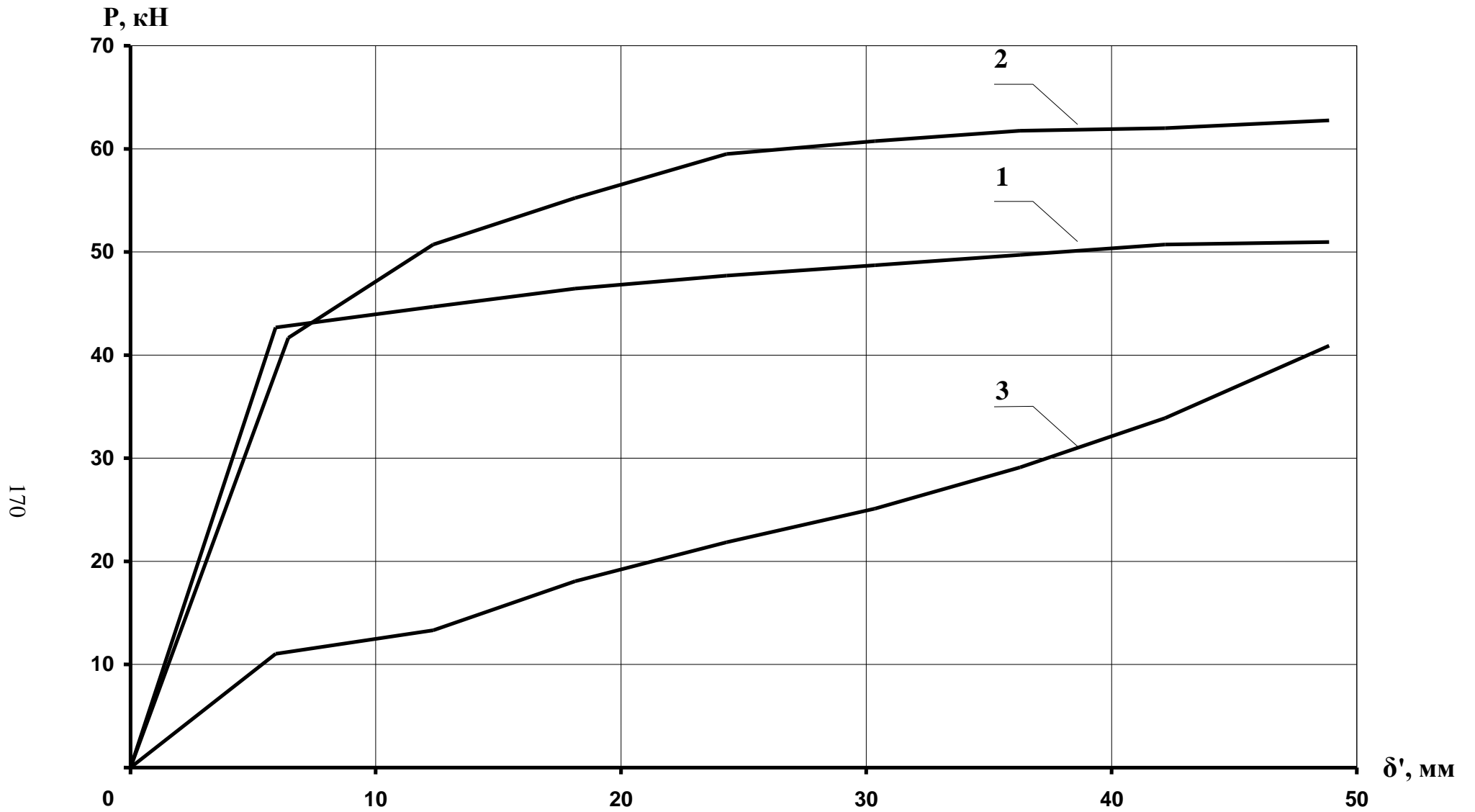


Рис. 6.4. Графики для оценки несущей способности анкеров:

1 – на опытном участке № 1; 2 – на опытном участке № 2; 3 – на контрольном участке

Замеры опускания кровли (R_A-A , R_B-B , R_C-C) производились относительно нити, натянутой между боковыми реперами (R_{D1} , R_E) с использованием стальной рулетки, один конец которой закрепляли с помощью крючка на скобе репера, установленного в кровлю (R_A , R_B или R_C), а по другому, отвесно висящему концу, в точке пересечения с нитью A , B или C соответственно снимали отсчет.

Для оценки степени расслоения пород кровли выработки стенки шпуров, в которые при проведении выработки анкеры не были установлены или их установка была неправильной, во время подготовки опытных участков осматривались с помощью оптического прибора.

Одновременно с наблюдениями за смещениями кровли отмечались изменения ее общего состояния, а также крепи на различном удалении от очистного забоя. При этом фиксировалось наличие трещин, перпендикулярных напластованию, разломов кровли вдоль боков штрека, вывалов породы, «обыгрывания» анкеров, «коржения» пород, деформаций опорных плиток, срывания гаек с анкеров, разрывов анкеров, деформаций элементов крепи КПС и деревянных стоек.

Наблюдения показали, что выполненная экспериментальным способом [124] переустановка анкеров впереди забоя лавы оказала положительное влияние на устойчивость штрека – смещения кровли уменьшились на 14-31%. Следует отметить, что для получения сопоставимых данных замеры опусканий кровли на всех станциях производились в одинаковых условиях относительно влияния очистных работ: начинались до влияния опорного давления и заканчивались в 100 м за лавой. На опытных участках это имело место в зоне стабилизации процесса смещений. Однако при традиционном креплении стабилизация смещений наблюдалась на удалении от лавы более чем на 125 м. При этом на расстоянии 100-125 м от лавы отмечалась интенсификация смещений. Об этом свидетельствуют данные промеров высоты штрека от головки рельса до верхняка: 1,30-1,55 м – в 100-125 м за линией очистного забоя; 1,60-1,80 м в 68-100 м за линией очистного забоя;

1,80-2,00 м – на участке размещения энергопоезда (в 30-68 м за лавой); 2,00-2,30 м – от 0 до 30 м за лавой.

Кроме этого, проведенные мероприятия снизили деформируемость элементов подпорной крепи (ремонтин и верхняков), повысили надежность анкеров, ограничили развитие трещин напластования и поперечных, исключили появление разлома кровли вдоль нижнего бока штрека.

Полученные результаты дают основание предположить, что при использовании предложенного способа установки анкеров в проходческом забое эффект повышения устойчивости штрека был бы значительнее.

6.2 Исследования работоспособности технологических решений по упрочнению пород кровли очистных выработок

Шахтные исследования упрочнения пород производились в лавах ШУ “Горняцкое”, ш. “Восточная” ШУ “Степановское”, ш. им. Октябрьской Революции, ш. “Майская” ОАО “Ростовуголь”.

Лавой № 17 ШУ “Горняцкое” отрабатывались запасы пласта i_3 угля марки ОС, мощностью которого 2,04 м, а угол падения 3° . В непосредственной кровле залегал трещиноватый глинистый сланец мощностью 2,0 м, прочностью на одноосное сжатие 50 МПа, средней устойчивости. На отдельных участках выемочного поля при повышении трещиноватости пород непосредственной кровли наблюдались обрушения пород в призабойное пространство лавы. Обрушалась вся непосредственная кровля на участке длиной 10-15 м в верхней части лавы. В основной кровле пласта залегает песчаный сланец мощностью 5 м, прочностью на одноосное сжатие 60 МПа, средней обрушаемости. Лава № 17 длиной 180 м была оборудована механизированным комплексом КМ87УМП с комбайном 1ГШ68. Нагрузка на лаву составляла 868 тонн в сутки. На участке обрушения пород длиной 15 м ручным электросверлом были пробурены в кровлю пласта 7 шпуров длиной по 2,0 м под углом 45° .

Измерения оптическим прибором показали, что средние значения раскрытия трещин в пробуренных шпурах составляли 0,2-0,5 мм. Нагнетание

пенополиуретанового состава в шпуров производилось в один прием с использованием самодельной нагнетательной установки. В результате упрочнения пород нагнетанием пенополиуретанового состава удалось предотвратить их дальнейшее обрушение в рабочее пространство лавы. Через 2 м подвигания забоя лавы было проведено повторное бурение шпуров и нагнетание в них пенополиуретанового состава по той же схеме. Это позволило упрочнить породы на участке неустойчивой кровли и пройти его лавой без повторных обрушений пород.

В лаве № 204 ШУ «Горняцкое» длиной 180 м, также оборудованной комплексом КМ87УМП с комбайном ГШ68 наблюдались обрушения пород кровли на высоту 2 м на участке протяженностью 10 м в средней части лавы. Мощность непосредственной кровли, представленной аргиллитом прочностью на одноосное сжатие 40 МПа, составляла 2,0 м. В основной кровле залегал алевролит мощностью до 15 м и прочностью на одноосное сжатие 60 МПа. Лава № 204 отрабатывала запасы пласта i_3 угля марки ОС мощностью 1,64 м при угле падения 7°.

Осмотр стенок шпуров длиной 3,0 м, пробуренных под углом 45°, показал, что ширина раскрытия трещин составляет 0,2-0,8 мм, стенки шпуров влажные. Нагнетание пенополиуретанового состава в шпуров, которых на участке обрушения было пробурено три, проводилось в один прием. Несмотря на проведение работ по упрочнению, обрушения пород продолжались в связи с отсутствием адгезии пенополиуретана к влажной поверхности. Среднесуточная добыча угля в лаве при прохождении зоны неустойчивой кровли составила 244 т при нормативной величине 410 т.

Лава № 337-б шахты «Восточная», оборудованная комплексом «Донбасс», отрабатывала запасы пласта i_2^1 угля марки ОС. Мощность пласта составляла 1,08 м, угол падения – 6°. В непосредственной кровле пласта залегал алевролит мощностью 2,0 м, прочностью на одноосное сжатие 50-70 МПа. Основную кровлю представлял песчаник мощностью 15,0 м при прочности на одноосное сжатие 90-110 МПа.

Участок обрушения пород занимал 20 м по длине лавы. Обрушалась непосредственная кровля на всю высоту. Среднесуточная добыча угля составляла 290 т при нормативной 626 т. На участке обрушения пород в кровлю под углом 50° было пробурено семь шпуров длиной 3,2-3,5 м. Нагнетание пенополиуретанового состава производилось в два приема. После подвигания лавы на 1,5 м было произведено повторное бурение шпуров с последующим нагнетанием в них пенополиуретанового состава. Обрушение пород после этого прекратилось, и лава продолжила работу.

В лаве № 93 ШУ “Степановское” на участке протяженностью 30 м обрушалась непосредственная кровля мощностью 3,0 м, представленная аргиллитом с прочностью на одноосное сжатие 50-60 МПа. Выше залегал алевролит, имеющий прочность на одноосное сжатие 80-100 МПа и мощность 6,0-7,0 м. Лавой отрабатывались запасы пласта i_3^B угля марки А с углом падения 18° и мощностью 1,43 м. Она была оборудована гидростойками, посадочной крепью “Спутник” и комбайном 1К101. Нагрузка на лаву составляла 264 т/сут. при нормативной 525 т/сут. На участке обрушения в кровлю под углом 70° было пробурено четыре шпура длиной 3,0-3,2 м и произведено нагнетание в них пенополиуретанового состава. После этого обрушения пород продолжались, а попытки упрочнить кровлю больше не предпринимались.

На шахте им. Октябрьской революции упрочнение пород нагнетанием пенополиуретанового состава производилось на участке обрушения пород непосредственной кровли в лаве № 116. Лава № 116 длиной 200 м была расположена на пласте k_5^B угля марки А с вынимаемой мощностью 1,3 м. Очистные работы велись с использованием механизированного комплекса КМ87 при выемке угля комбайном 1К-101. Нагрузка на лаву составляла 405 т/сут. при нормативной 500 т/сут. На участке лавы с неустойчивой кровлей в средней её части наблюдались обрушения пород на высоту до 1 м. В непосредственной кровле пласта залегал алевролит прочностью на одноосное сжатие 50-60 МПа и мощностью 5-6 м, в основной кровле –

песчаник прочностью на одноосное сжатие 70-90 МПа, мощность которого составляла 4-7 м. На участке обрушения пород протяженностью 30 м в кровлю под углом 30-40° было пробурено шесть шпуров длиной 2,5 м. Нагнетание пенополиуретанового состава в шпуры производилось в один прием. После упрочнения кровли обрушения пород прекратились.

На шахте “Майская” в лаве № 311 по пласту i_2^1 угля марки А происходили обрушения пород на участке длиной 10 м. Высота зоны обрушения составляла 2 м. Лава № 311 длиной 165 м была оборудована комплексом КМ88, включающим струговую установку СО75. В непосредственной кровле пласта мощностью 1,0 м залегал аргиллит мощностью 2,0 м, прочностью на одноосное сжатие 50 МПа. Основную кровлю составлял песчаник мощностью 9,0 м, прочностью на одноосное сжатие 100 МПа. При обрушении пород нагрузка на лаву составляла 240 т/сут. при нормативной нагрузке 730 т/сут. В пробуренные под углом 60-70° в кровлю трехметровые шпуры было произведено нагнетание пенополиуретанового состава в один прием. Обрушения пород после этого прекратились.

6.3 Исследования эффективности заполнения пустот над верхним элементом арочной крепи

В штреке № 1003 шахты им. Красина ОАО “Ростовуголь” были проведены испытания технологии арочного крепления с использованием эластичных оболочек, заполняемых твердеющим материалом [83], в различные периоды поддержания штрека.

Штрек № 1003 проводился буровзрывным способом по пласту K_2^H с присечкой пород кровли и почвы. Глубина расположения штрека – 305 м.

Угольный пласт K_2^H мощностью 0,65-0,75 м залегает под углом 14-16° (применительно к участку испытаний). Уголь – антрацит, трещиноватый (10-20 трещ./м), относительно крепкий (20 МПа), с твердыми включениями колчедана. Непосредственная кровля пласта представлена песчано-глинистым сланцем темно-серым, неяснослоистым, средней крепости (40-

50 МПа), мощностью 1,0-2,8 м (на участке испытаний – 1,05-1,45 м), трещиноватым, влажным, классифицируемым как неустойчивый, способный образовывать «ложную» кровлю на полную мощность. Стратиграфически выше непосредственной кровли залегает сланец песчаный пластинчатый, трещиноватый, прочностью на одноосное сжатие 50-60 МПа, мощностью 7,5 м, составляющий основную среднеобрушающуюся кровлю (шаг обрушения – 20 м). По данным геофизиков по всему штреку № 1003 четко просматривается ослабленный контакт между непосредственной и основной кровлями. Почва пласта – трещиноватый песчаный сланец прочностью на одноосное сжатие 40-60 МПа, мощностью более 3,5 м, не склонный к пучению.

Продольный вертикальный геологический разрез по штреку № 1003 на участке испытаний представлен на рис. 6.5, а выкопировка из плана горных работ по пласту K_2^H – на рис 6.6.

Форма поперечного сечения штрека – сводчатая, площадь в свету – 12,8 м², в черне – 16,1 м². Тип крепи – арочная трехзвенная металлическая податливая КМП-А3 (АП-13,8), изготовленная из специального взаимозаменяемого профиля СВП-27. Для соединения верхняка со стойками применялись замки в виде хомутов, каждый из которых состоял из скобы, прямолинейной планки с двумя отверстиями под концы скобы и двух гаек. Верхняк соединяли двумя хомутами внахлестку с каждой стойкой арки, при этом величина нахлестки была равной 400 мм, а хомуты располагали на расстоянии 100 мм от концов соединения с тем, чтобы расстояние между хомутами составляло 200 мм. Вдоль штрека каждая рама соединялась с соседней тремя межрамными стяжками, располагаемыми в кровле и по бокам выработки. Шаг установки рам – 0,9 м.

В качестве межрамного ограждения использовались железобетонные затяжки (длиной 1,0 м, шириной 0,2 м, толщиной 0,05 м, армированные сварной сеткой из проволоки диаметром 5 мм), укладываемые внахлест над верхняками крепи, и металлические решетчатые (длиной 1,0 м и шириной

0,5 м) – в боках штока. Закрепные пустоты в боках «забучивались» на высоту 1,0-1,2 м, в своде – оставались «незабученными». При значительных размерах

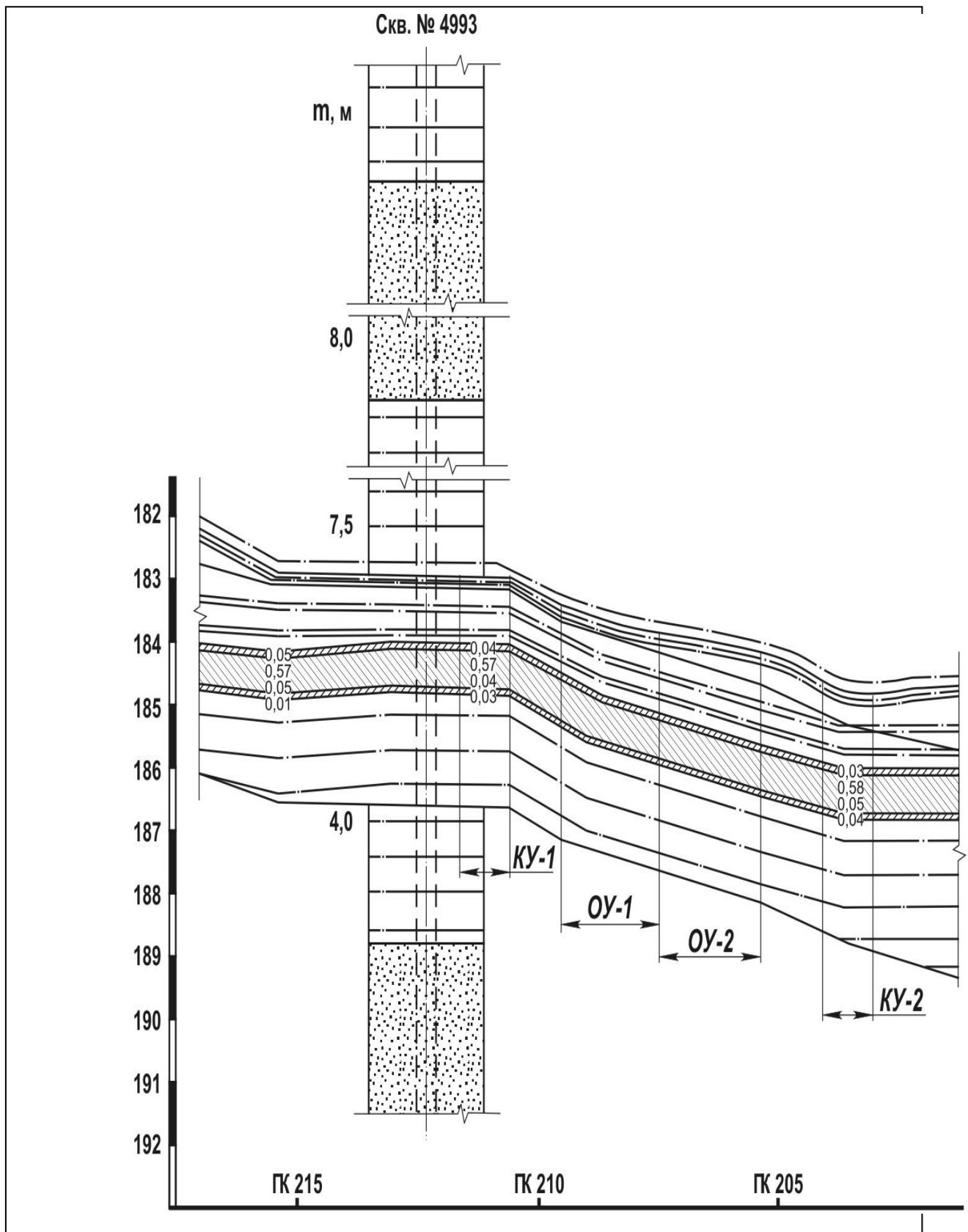


Рис. 6.5. Продольный вертикальный геологический разрез по верхней (Северной) стенке конвейерного штрека № 1003

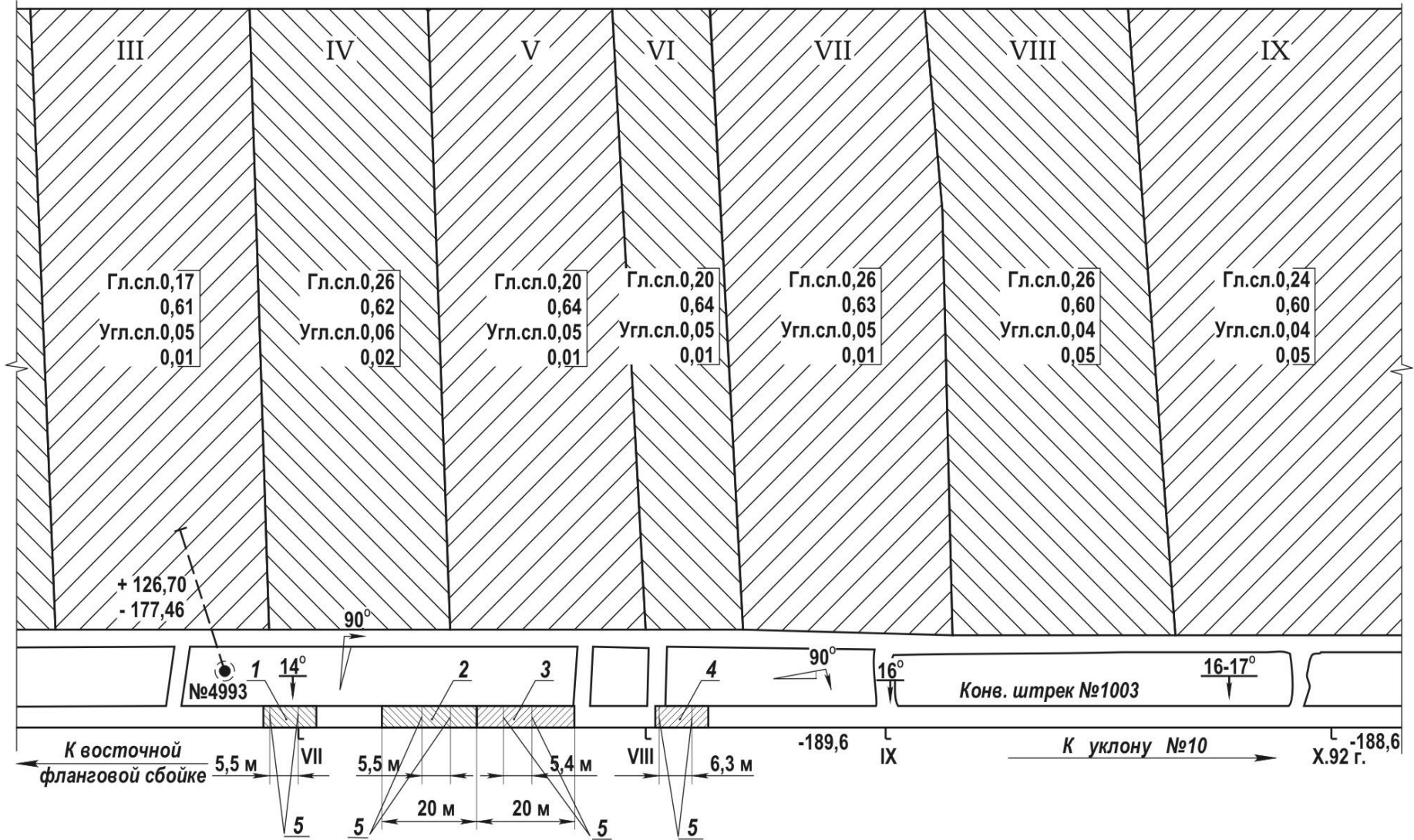


Рис. 6.6. Выкопировка из плана горных работ по пласту K_2^H :

1 – контрольный участок № 1; 2 – опытный участок № 1; 3 – опытный участок № 2;
4 – контрольный участок № 2; 5 – замерные станции

пустот над верхними элементами крепи выкладывались деревянные костры из стоек длиной 1,0 – 1,2 м, с диаметром в верхнем торце – 70-120 мм. Размеры пустот над верхними элементами крепи увеличивалась (на участке испытаний) в направлении от восточной фланговой сбойки к уклону № 10. Так, на контрольном участке № 1 (КУ-1) их среднее значение составило 0,23 м (при изменении среднего размера пустот за каждым верхняком от 0,20 до 0,26 м); на опытном участке № 1 (ОУ-1) – 0,27 м (0,23-0,31 м); на опытном участке № 2 (ОУ-2) – 0,45 м (0,35-0,49 м); на контрольном участке № 2 (КУ-2) – 0,48 м (0,45-0,51 м). Это объясняется увеличением мощности непосредственной кровли на участке испытаний в отмеченном направлении.

Вследствие низкой устойчивости непосредственной кровли в забое штрека при взрывании пород происходило ее обрушение на высоту вплоть до основной кровли с образованием плоского обнажения шириной (по простиранию) до 2,0 м, смещенного в нижнюю сторону от геометрической оси штрека. Как следствие этого, наибольшие зазоры над верхними элементами крепи имели место в непосредственной близости к проходческому забою (до 3 м) в точках 13-21, а наименьшие – в точках 7-9. Наблюдался значительный разброс размера пустот за верхняками в различных точках: на КУ-1 – от 0,09 до 0,56 м; на ОУ-1 – от 0,21 до 0,45 м; на ОУ-2 – от 0,18 до 0,79 м; на КУ-2 – от 0,27 до 0,73 м. При традиционной технологии крепления выработки на определенном удалении от забоя происходило обрушение всей непосредственной кровли (до основной) на полный пролет штрека (5,5 м). При этом наибольшие размеры пустот (до 1,1 м) были в точках от 17-20. Опережающие обрушения пород кровли со стороны верхнего бока вызывали смещения рам крепи к нижнему боку выработки. Обрушаясь, породы кровли заполняли закрепное пространство в боках штрека.

Фактическое месячное подвигание проходческого забоя в составляло от 45 м до 106 м. От влияния опорного давления лавы № 1003, работавшей по простиранию от Восточной фланговой сбойки к уклону № 10, штрек № 1003

охранялся целиком угля шириной (по падению) 10 м. Способ управления кровлей в лаве – полное обрушение, шаг обрушения основной кровли в установившемся режиме (шаг вторичной осадки) – 20 м. Транспортирование угля из лавы № 1003 осуществлялось скребковым конвейером (установленном в просеке в направлении движения забоя лавы), далее скребковым конвейером по транспортной печи до ленточного штрекового конвейера, с помощью которого уголь доставлялся до уклона № 10. Печки проводились через 60-75 м. На сопряжениях печей со штреком за линией очистного забоя устанавливались деревянные стойки под замки рамной крепи. В конце КУ-2 была пройдена печь для демонтажа лавного конвейера.

Анализ данных о состоянии выемочных штреков шахты им. Красина, горно-геологические и горнотехнические условия проведения и поддержания которых близки к описанным, показал следующее. При проведении выработок из-за отсутствия надежного контактирования крепи и пород непосредственной кровли пласта на небольшом удалении от проходческого забоя происходит обрушение её на полную мощность, сопровождающееся образованием плоской кровли пролетом в 5 м и более и возможным смещением (из-за динамического нагружения арок) рам к одному из боков выработки. Следовательно, создаются неблагоприятные условия для механической работы крепи. Кроме этого, значительное обнажение нижнего слоя основной кровли, (представленного песчаным сланцем), инициирует ее опускание без отпора крепи (так как деревянные костры, выложенные над верхними элементами крепи, деформируются с малым сопротивлением сжатию до потери половины своей первоначальной высоты), расслоение и, как следствие, снижение устойчивости. Это приводит в отдельных случаях к обрушениям нижнего слоя основной кровли (песчаника), сопровождающимся самопроизвольным «погашением» участков штреков. Например, имел место завал участка штрека № 1005, проводимого в направлении от Восточной фланговой сбойки к уклону № 10, или завал участка штрека № 41 (рис. 6.7).

В зоне влияния первой лавы наличие незаполненных пустот за крепью приводит к возникновению точечных и несимметричных нагрузок на рамы,

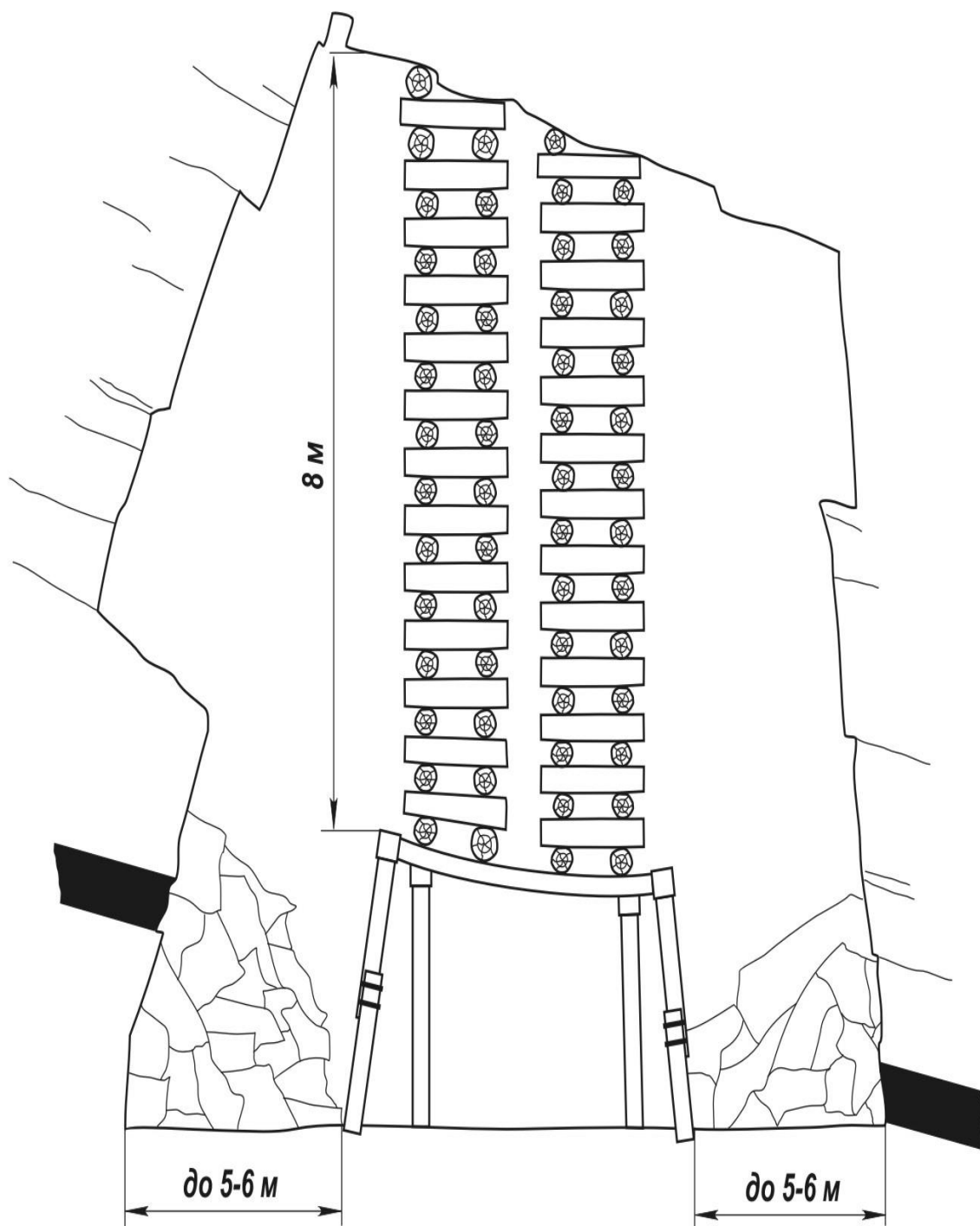


Рис. 6.7. Восстановленный после завала участок штрека № 41 пласта K_2^H шахты им. Красина

их смещению к одному (чаще к нижнему) из боков выработки, что ухудшает условия механической работы узлов податливости рам и вызывает деформации элементов крепи до исчерпания ее конструктивной податливости. Наибольшим деформациям подвержены элементы рам, смещенных к одному из боков штреков в период проведения последних, и рам, оказавшихся на сопряжениях с печами. Здесь трещины расслоения, возникшие в кровле штреков до влияния очистных работ, распространяются в кровлю печей, снижая её устойчивость (из-за нарушения межслоевых контактов). Поэтому на сопряжениях горное давление наиболее часто проявляется в виде обрушения пород кровли (рис. 6.8). Состояние выемочных штреков после первого этапа технологического использования их предопределяет необходимость восстановления отдельных участков и замену ряда рам и элементов крепи. При повторном использовании штреков из-за высокой степени расслоения вмещающих их пород вероятность обрушений последних возрастает, что отрицательно сказывается на уровнях трудоемкости и безопасности концевых работ в лаве. Значительные деформации крепи обуславливают непригодность 30 % (по массе) ее элементов для восстановления после извлечения в «погашаемых» штреках.

Таким образом, применяемая (традиционная) технология крепления выемочных штреков не обеспечивает их безремонтное поддержание, совместную работу система крепь – массив, а крепь не отличается высокой надежностью.

Заполнение эластичных оболочек цементно-песчаным раствором производилось гидромеханическим способом по параллельно-совмещенной схеме. На ОУ-1 работы по заполнению выполнялись после подвигания проходческого забоя на две заходки (3,6 м), на ОУ-2 – после подвигания на одну заходку (1,8 м).

В 20 м от забоя проводимого штрека было размещено оборудование для приготовления раствора (на базе портландцемента марки 400 и его нагнетания в эластичные оболочки до достижения давления, равного 50 кПа:

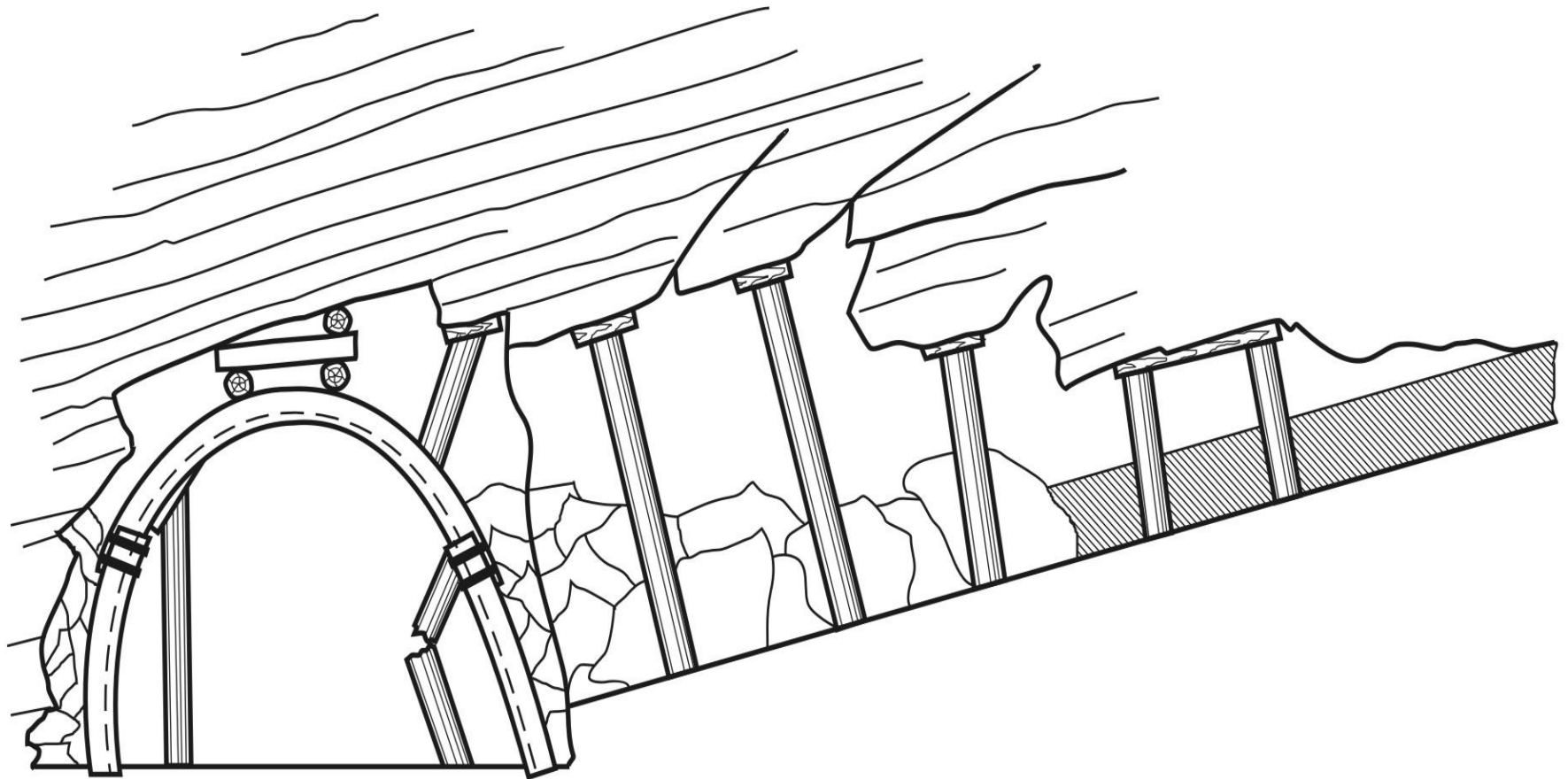


Рис. 6.8. Схема обрушения кровли на сопряжении лавы № 43 со штреком № 41 по пласту K_2^H шахты им. Красина

циклический смеситель емкостью 0,25 м с приводом от ручного электросверла, изготовленный в мастерских шахты им. Красина, и растворонасос СО48м, двигатель которого был заменен на двигатель во взрывобезопасном исполнении. Оборудование периодически (через 10 м) перемещалось вслед за продвижением проходческого забоя. В качестве подающего трубопровода использовался прорезиненный напорный рукав по ГОСТ 10362-76 внутренним диаметром 32 мм, наружным – 50 мм, и длиной 30 м. Такой же рукав, но длиной 3 м, использовался как всасывающий. Один конец нагнетательного шланга был надет на подающий патрубок насоса и закреплен специальным зажимом. Другой его конец надевался перед заполнением эластичной оболочки на вмонтированную в нее (посередине оболочки – на ОУ-1, за исключением первых трех опытных оболочек; в одном из ее торцов – на ОУ-2) нагнетательную трубку и закреплялся специальным зажимом. Один конец всасывающего рукава был надет на всасывающий патрубок насоса и закреплен зажимом. Другой его конец помещался в рабочую полость смесителя перед нагнетанием раствора в эластичную оболочку.

Доставка материалов к месту производства работ осуществлялась шахтными вагонетками ВГ-1,4, закрытыми водонепроницаемой тканью. Предварительно на поверхности шахты песок и цемент были просеяны через сито с размером отверстий 2,5 мм. Вагонетки с вяжущим и заполнителем устанавливались на почву штрека у его нижнего бока вблизи комплекта оборудования для приготовления и нагнетания раствора.

Размещение эластичных оболочек в закрепном пространстве над верхними элементами арочной крепи производилось во время затягивания межрамных пролетов. Эластичные оболочки укладывались сверху на железобетонные затяжки: по одной диаметром 200 мм и длиной 3000 мм над верхняком (через одну раму) – на ОУ-1 и по две диаметром 400 мм при длине 1500 мм – на ОУ-2. В забое штрека скатанную эластичную оболочку длиной 3 м (на ОУ-1) поднимали к кровле выработки в еще незатянутом межрамном

пролете, тогда как в смежном пролете затяжки уже были уложены. На середине верхняка затяжки раздвигали и в образовавшуюся щель шириной 35-40 мм сверху вниз вводили нагнетательную трубку, закрепленную в середине эластичной оболочки. После этого эластичную оболочку раскатывали по направлению от середины верхняка к стойкам, укладывая ее в зазор между затяжками и породами кровли над верхняком. Концы оболочки, стянутые проволокой, закрепляли на раме с помощью этой же проволоки. Затем производили укладку железобетонных затяжек в своде штрека (в незатянутах пролете штрека). При этом затяжку укладывали внахлест под раскатанной эластичной оболочкой. Укладку эластичных оболочек производили в направлении подвигания проходческого забоя. На первую от забоя раму их не укладывали. В начале ОУ-1 на трех рамах были уложены три оболочки с нагнетательными трубками, закрепленными на одном из торцов каждой оболочки. Их укладка облегчалась наличием маркировки на середине оболочек.

Укладка эластичных оболочек при подготовке ОУ-2 имела следующие отличия. Размещение эластичных оболочек над верхняком в закрепном пространстве осуществлялось последовательно. Вначале в щель между затяжками посередине верхняка вводили нагнетательную трубку от одной оболочки, закрепляли верхний конец оболочки на крепежной раме проволокой, размещали оболочку в зазоре между затяжкой и породами кровли, после чего закрепляли на раме проволокой ее нижний конец. Затем в эту же щель вводили нагнетательную трубку от другой оболочки и повторяли описанные операции.

Операции по укладке эластичных оболочек (а затем подключению и отсоединению от эластичной оболочки нагнетательного шланга) выполнялись с переносных подмостков.

По окончании загрузки растворосмесителя составом производили подключение напорного рукава к нагнетательной трубке, закрепленной в эластичной оболочке, а всасывающий рукав вводили в рабочую полость

растворосмесителя и включали растворонасос. Процесс заполнения эластичной оболочки контролировался по показаниям манометров при установке одного в головку компенсатора насоса, а другого, с разделительными камерами и промежуточными передатчиками давления (воды, масло), – в конце нагнетательного рукава вблизи места подключения к нагнетательной трубке, а также визуально (осмотром состояния заполняемой оболочки). При достижении давления в 50 кПа, контролируемого по манометру, установленному в конце нагнетательного рукава, заполнение оболочки прекращалось. Во время заполнения оболочки цементно-песчаным раствором начиналась фильтрация воды через гребешковые швы и перфорированную стенку (контактирующую с железобетонными затяжками). При этом кровля штрека не увлажнялась. Из-за увеличения динамической вязкости раствора при потере им избыточной воды в результате фильтрации через перфорированную стенку оболочки уже через 1 мин после окончания ее заполнения становилось возможным отсоединение нагнетательного рукава от нагнетательной трубки (выход раствора не наблюдался).

Расход раствора на заполнение одной оболочки диаметром 400 мм и длиной 1500 мм составил 0,19 м³ (на ОУ-2), диаметром 200 мм и длиной 3000 м – 0,09 м³ (на ОУ-1). Поэтому приготовленного в смесителе раствора (0,20 м³) на цикл было достаточно для заполнения двух эластичных оболочек на ОУ-1 и одной – на ОУ-2. На ОУ-1 после заполнения оболочки раствором выключали насос на 3-5 мин., отсоединяли нагнетательный рукав от нагнетательной трубки, подключали его к нагнетательной трубке следующей эластичной оболочки и производили ее заполнение до достижения требуемого уровня давления (50 КПа). Затем насос выключали на 3-5 мин., отсоединяли нагнетательный рукав от нагнетательной трубки и производили промывку водой насоса и смесителя. Если при заполнении эластичной оболочки давление в ней еще не достигло 50 КПа, а в рабочей полости смесителя раствор уже заканчивался, то, не выключая насос и смеситель, производили заливку в него воды и продавливание ею находящегося в

напорном рукаве (длиной 30 м) раствора (0,02 м³) в оболочку. При остановке насоса на время, превышающее 5 мин, вызванное задержкой при переключении нагнетательного рукава от одной эластичной оболочки к другой или отключением электроэнергии, имели место случаи закупорки напорного рукава. Об этом свидетельствовали показания манометров: на установленном в головке компенсатора они резко росли, а на вмонтированном в конце нагнетательного шланга – оставались неизменными. Устранение пробок осуществлялось простукиванием напорного рукава.

На ОУ-2 после заполнения одной эластичной оболочки выключали насос, отсоединяли нагнетательный рукав от неё, подсоединяли всасывающий рукав к водопроводу, помещали свободный конец нагнетательного рукава в рабочую полость смесителя и включали насос. При этом в смеситель возвращался оставшийся в напорном рукаве раствор, а насос и рукава промывались водой. После заполнения до определенной метки водой смесителя насос останавливали, и производилась загрузка смесителя сухими компонентами. Нагнетательный рукав подключали к другой оболочке, а всасывающий отключали от водопровода и его конец вводили в рабочую полость смесителя. Затем включали насос и заполняли оболочку раствором. По окончании заполнения оболочек производилась промывка оборудования.

Шахтные исследования проявлений горного давления производились в соответствии с известными рекомендациями и включали:

- определение размеров пустот за крепью, толщины заполненных цементно-песчаным раствором эластичных оболочек, размеров пустот, оставшихся за заполненными оболочками;
- измерение смещений пород на контуре штрека;
- измерение просадок рам и относительных смещений верхняков и стоек в узлах податливости арочной крепи, фиксацию деформаций ее элементов, оценку общего состояния крепления.

Размеры закрепных пустот определялись с помощью специальных

оптического прибора и выдвижной линейки за всеми рамами опытных (ОУ-1 и ОУ-2) и контрольных (КУ-1 и КУ-2) участков. На внешней кромке спецпрофиля верхняков крепи этих участков были отмечены точки измерений, расположенные на расстоянии 0,20 м одна от другой. Точки измерений 4-18 находились в зоне размещения эластичных оболочек, точки 1-2 и 20-21 – в зоне нахождения замков крепи. На внешней кромке спецпрофиля стоек арочной крепи были выделены по одной точке (22 – на стойке, установленной с нижней стороны штрека, 23 – с верхней стороны штрека) на высоте 1,5 м от почвы выработки. Измерения проводились от этих точек по радиусу кривизны элементов крепи до породного контура штрека в непосредственной близости к проходческому забою.

Толщина эластичной оболочки определялась на следующие после ее заполнения сутки по отношению к поверхности верхней железобетонной затяжки в отмеченных точках измерений. Средняя толщина оболочек на ОУ-1 составила $14,3 \times 10^{-2}$ м, на ОУ-2 – $28,3 \times 10^{-2}$ м. Максимальная толщина эластичных оболочек в заполненном состоянии, определенная по отношению к поверхности верхней затяжки, составила $20,5 \times 10^{-2}$ м на ОУ-1 (рама № 2, точка 18) и 41×10^{-2} м на ОУ-2 (рама № 10, точка 18). Соотношение толщины оболочек в различных точках измерений и размера пустот над верхними элементами крепи χ^1 в этих же точках представлены графически на рис. 6.9 и 6.10. Здесь за величину χ^1 принята ширина закрепной пустоты χ , измеренная от внешней кромки спецпрофиля, за вычетом толщины двух железобетонных затяжек (100×10^{-2} м).

Коэффициент заполнения пустот K_3 (рис. 6.9 и 6.10) представляет собой отношение толщины заполненной оболочки λ в какой-либо точке измерений к ширине закрепного пространства χ^1 в этой же точке. На ОУ-1 при величине χ^1 до 20×10^{-2} м (при которой достигается предел возможного раздутия оболочек) коэффициент заполнения изменялся в пределах 0,86-1,00 (рис. 6.9). С увеличением χ^1 до 36×10^{-2} м значения коэффициента заполнения снизились

($K_3 = 0,55-1,00$). Коэффициент заполнения пустот над рамами на этом опытном участке изменялся от 0,82 (рама № 12) до 0,94 (рама № 6) и в среднем

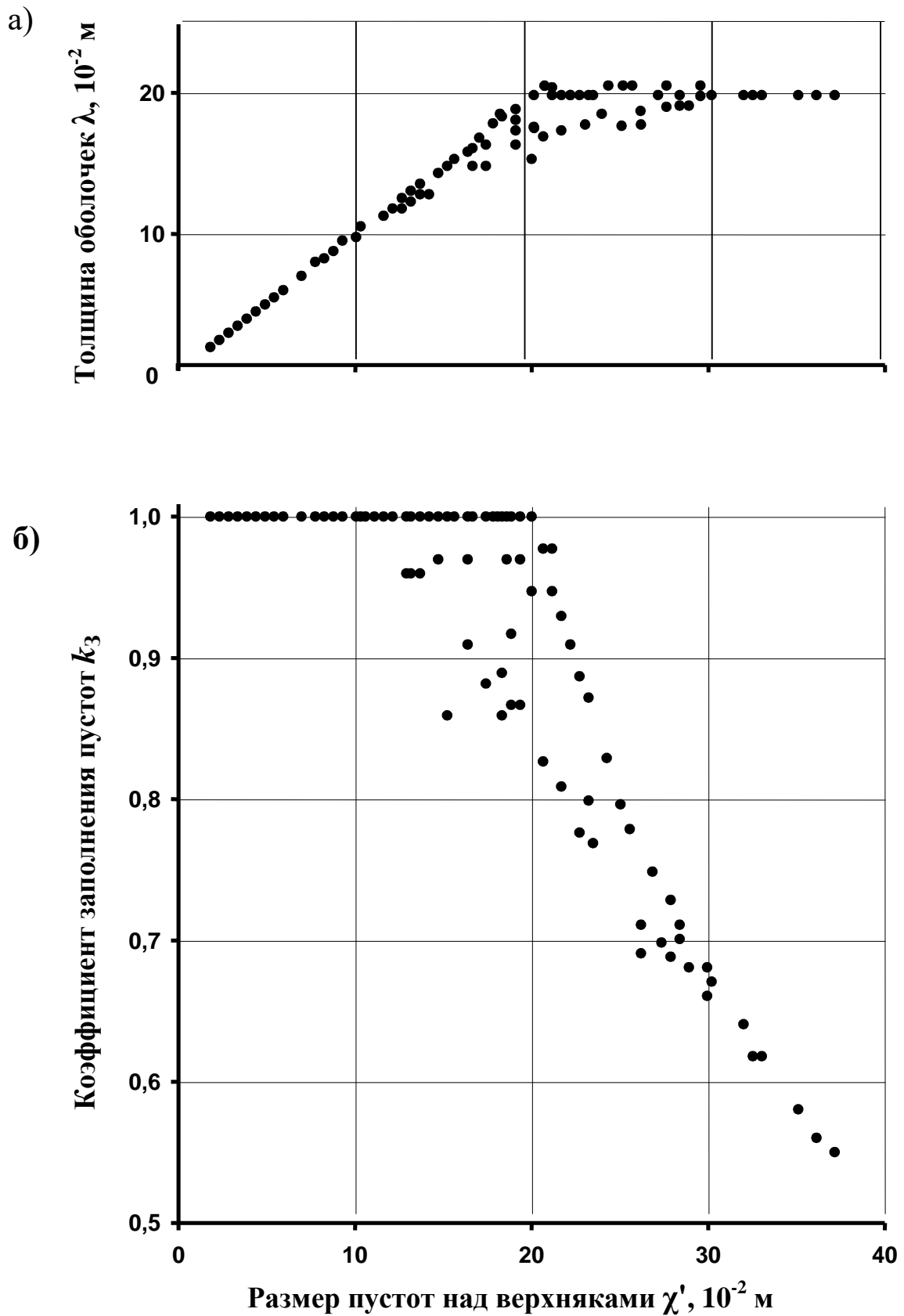


Рис. 6.9. Толщина заполненных цементно-песчаным раствором эластичных оболочек λ при их диаметре 0,2 м на ОУ-1 (а) и коэффициент заполнения пустот над верхними элементами арочной крепи (б) в зависимости от размера пустот над верхняками крепи.

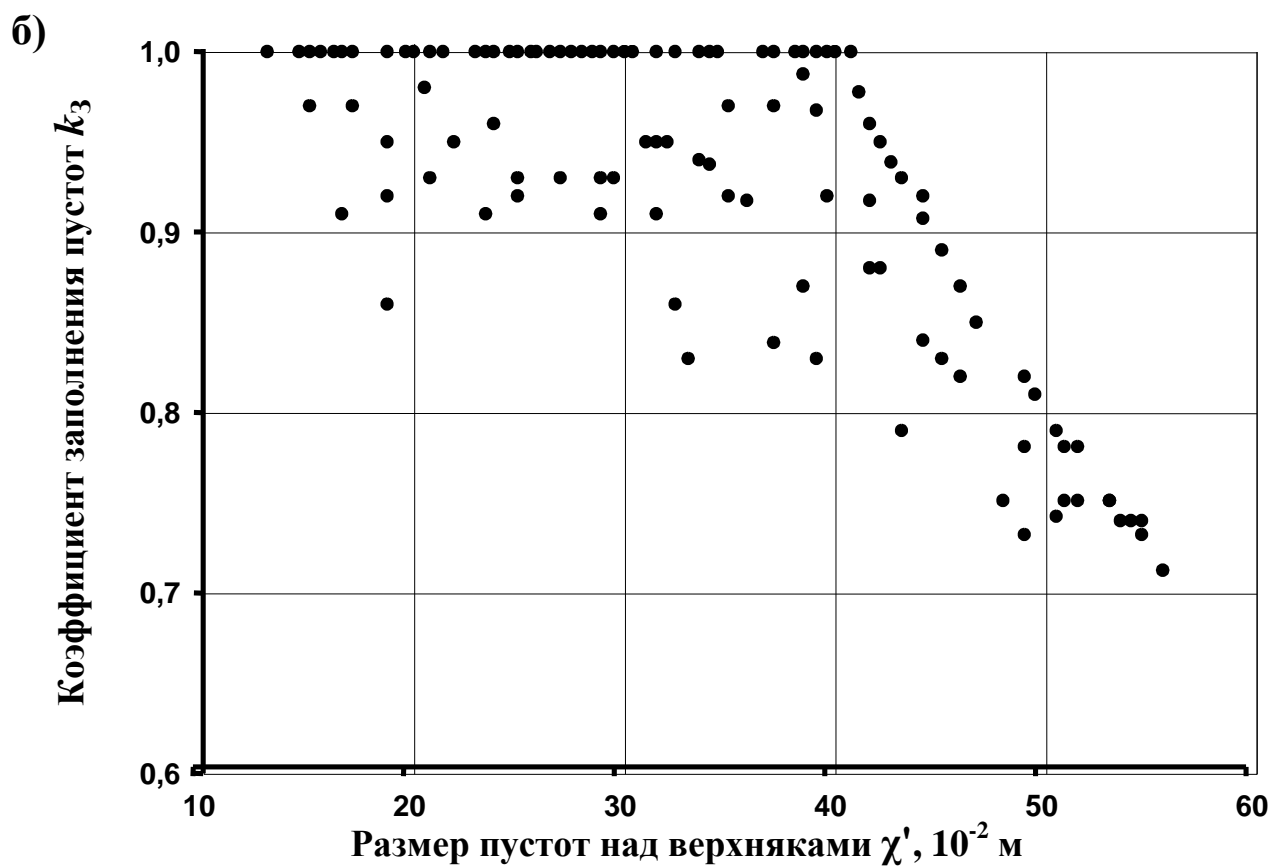
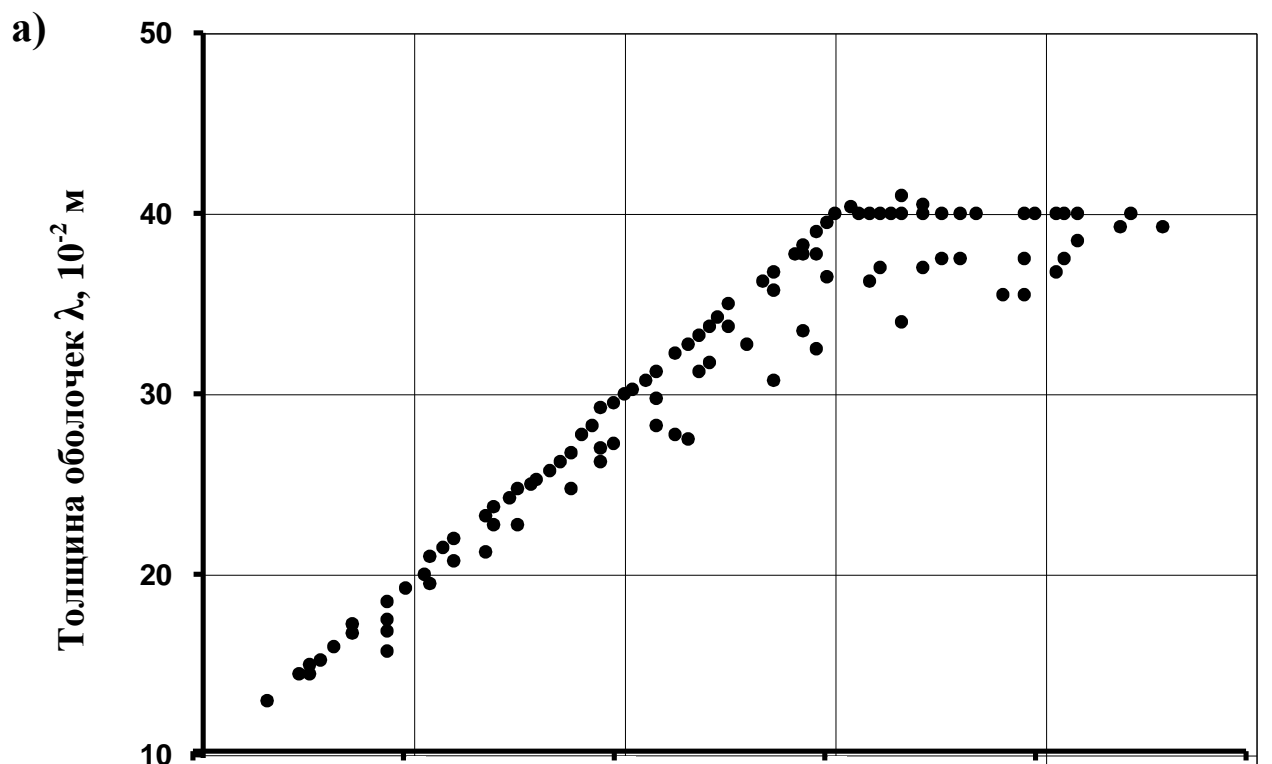


Рис. 6.10. Толщина заполненных цементно-песчаным раствором ластичных оболочек λ при их диаметре 0,4 м ОУ-2 (а) и коэффициент заполнения пустот над верхними элементами арочной крепи (б) в зависимости от размера пустот над верхняками

составил 0,89. При этом расположение нагнетательной трубки посередине оболочки (рамы № 4 – № 12) или в ее торце (рамы № 1-№ 3) на коэффициент заполнения существенного влияния не оказывали ($K = 0,90$ и $K = 0,87$ соответственно).

На ОУ-2 при величине χ^1 до 40×10^{-2} м (при которой достигается предел возможного раздутия оболочек) коэффициент заполнения изменялся в пределах 0,83-1,00 (рис. 6.10). С увеличением χ^1 до 55×10^{-2} м значения коэффициента заполнения снизились ($K=0,72$). Коэффициент заполнения пустот над рамами на этом опытном участке изменялся от 0,82 (рама № 4) до 0,88 (рамы № № 1-3, 9) и в среднем составил 0,86.

Частоты контактов заполненных оболочек с породами кровли в различных точках измерений неодинаковы (рис. 6.11). Так, на ОУ-1 контакт всех заполненных оболочек с кровлей наблюдался в точках 6-10. Тогда как в точках 12-13 не было контакта ни одной из заполненных оболочек с кровлей. Отсутствие контакта в точках 12-13 было обусловлено усадкой раствора и превышением в большинстве случаев размера пустот над диаметром оболочек. Как видно из рис. 6.11, а, частота контактов оболочек с породами с нижней стороны штрека значительно больше, чем с верхней. Каждая заполненная оболочка имела контакты с кровлей с обеих сторон от вертикальной геометрической оси рамы.

На ОУ-2 контакт всех заполненных оболочек с кровлей наблюдался в точках 7 и 9 (рис. 6.11, б). В точках 10, 12 и 13 не было контакта с кровлей ни одной из заполненных оболочек (из-за усадки раствора и значительных размеров пустот). Частота контактов оболочек с породами с нижней стороны штрека значительно больше, чем с верхней. На каждом верхняке обе заполненные оболочки имели контакты с кровлей.

Заполненные эластичные оболочки имели контакт с породами в среднем на 62 % и 52 % их длины на ОУ-1 и ОУ-2 соответственно. При этом на ОУ-1 наибольшая длина контактирующих поверхностей заполненной оболочки и кровли штрека наблюдалась на раме № 6 (73 % от длины

оболочки),

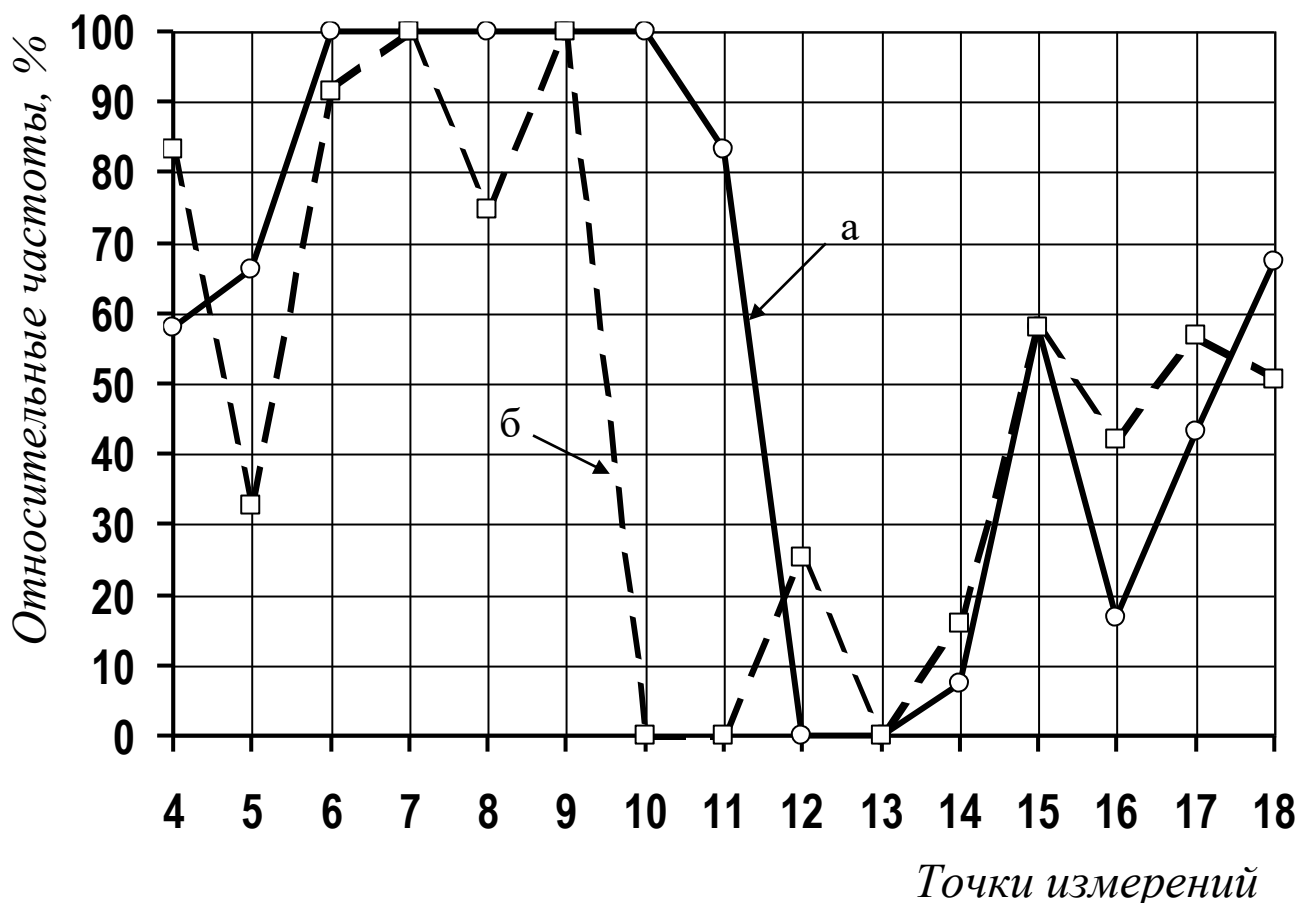


Рис. 6.11. Частоты контактов заполненных цементно-песчаным раствором эластичных оболочек, уложенных на верхние элементы крепи, с породами кровли штрека № 1003: а – на ОУ-1; б – на ОУ-2

а наименьшая – на раме №12 (53 % от длины оболочек).

На ОУ-2 наибольшая длина контактирующих поверхностей заполненных оболочек (вдоль продольной оси верхняка) наблюдалась на рамах № 4 – № 5 (63 % от суммарной длины двух оболочек), а наименьшая – на раме № 1 (39 % от суммарной длины двух оболочек).

Из-за усадки раствора, размеров пустот за верхними элементами крепи, превышающих в отдельных точках максимальный диаметр заполненных оболочек, а также в местах со значительными неровностями породного контура за эластичными оболочками оставались незаполненные (остаточные) пустоты. Эти пустоты, средний размер которых составил 18 мм на ОУ-1 и 46 мм на ОУ-2, определяли значения коэффициента заполнения пустот.

Около 75 % остаточных пустот на ОУ-1 имели размер до 50 мм. Число более глубоких остаточных пустот, составившее в общей сложности 25 %, было так мало, что они не оказывали существенного влияния на состояние пород кровли.

На ОУ-2 около 65 % остаточных пустот имели глубину до 50 мм. В точке 11 (в вершине свода) закрепная пустота оставалась незаполненной, что явилось следствием некоторого смещения вниз (сползанием) оболочек при нагнетании в них раствора.

76 % остаточных пустот на ОУ-1 имели длину вдоль продольной оси верхняка арочной крепи до 60×10^{-2} м (рис. 6.12), 96 % – до 1,0 м. 79 % остаточных пустот на ОУ-2 были длиной до 40×10^{-2} м, 91 % – до 1,0 м (рис. 6.13). Это свидетельствует о том, что на обоих опытных участках заполненные оболочки имели частые контакты с кровлей, что обеспечивало жесткую кинематическую связь крепи с породами.

Наблюдения за смещениями вмещающих штрек пород проводились на 8 замерных станциях (ЗС). На каждом опытном и контрольном участках в их средней части были оборудованы по две ЗС на расстоянии 5-6 м одна от другой: на КУ-1 – ЗС-1 и ЗС-2; на ОУ-1 – ЗС-3 и ЗС-4; на ОУ-2 – ЗС-5 и ЗС-6; на КУ-2 – ЗС-7 и ЗС-8. Каждая замерная станция оборудовалась 4 контурными реперами, заложенными в кровлю (R_A), бока (R_B – верхний; R_C – нижний) и почву (R_D) штрека в одном вертикальном сечении.

На каждой станции измерения проводились в одинаковых условиях в части влияния горных работ: начинались с непосредственной близости к проходческому забою и заканчивались в зоне стабилизации процесса смещений за лавой. Замеры опускания кровли R_A-A проводились относительно горизонтальной нити, натянутой между боковыми реперами (R_B , R_C) стальной рулеткой, один конец которой закрепляли с помощью крючка на скобе репера R_A , установленного в кровлю приблизительно на вертикальной оси поперечного сечения штрека, а по другому, отвесно висящему концу, в точке A пересечения с нитью снимался отсчет.

Постоянство натяжения нити обеспечивалось

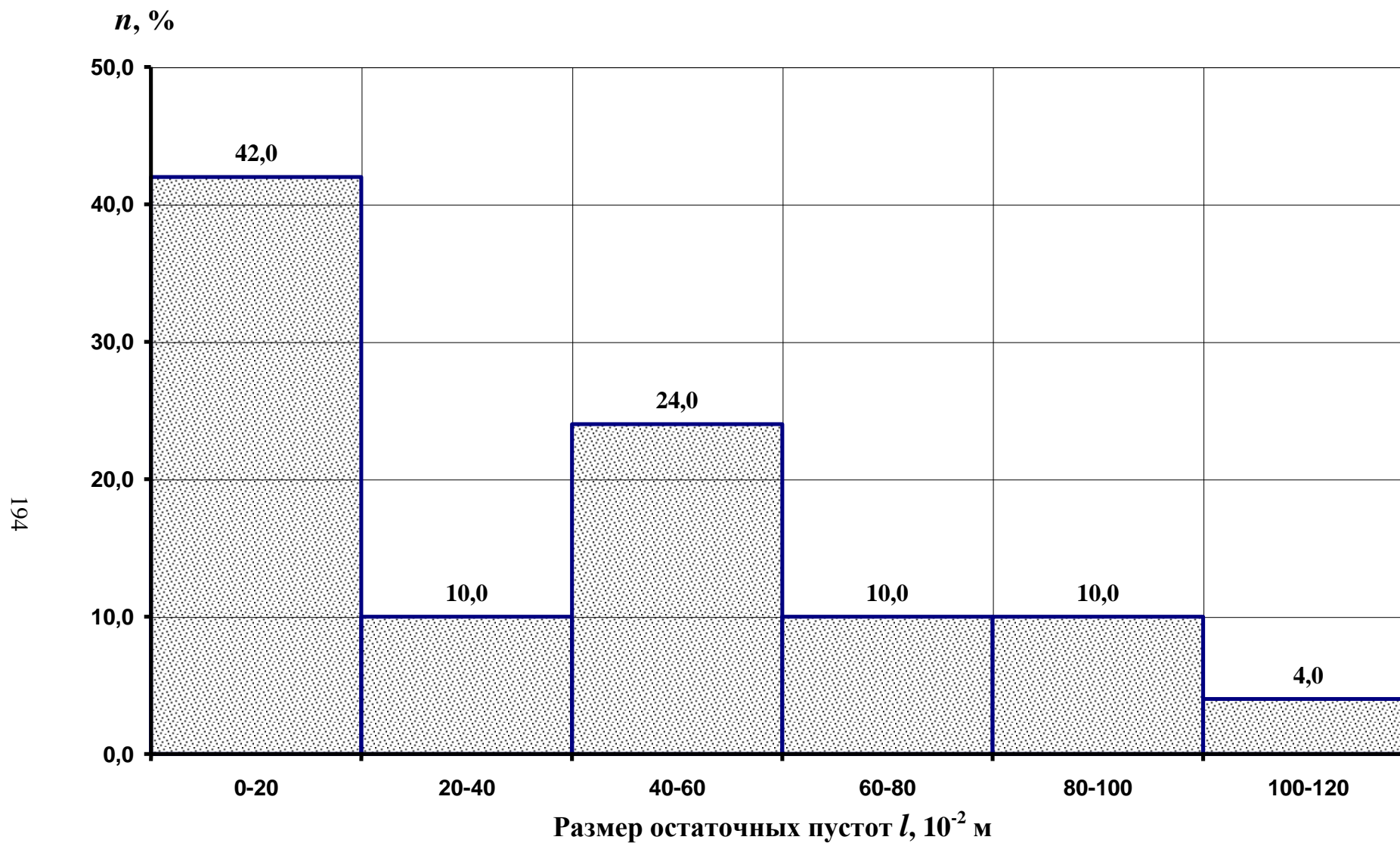


Рис. 6.12. Распределение ($n, \%$) размера остаточных пустот вдоль продольной оси верхнего элемента арочной крепи ($l, 10^{-2} \text{ м}$) в кровле штрека на ОУ-1 по диапазонам

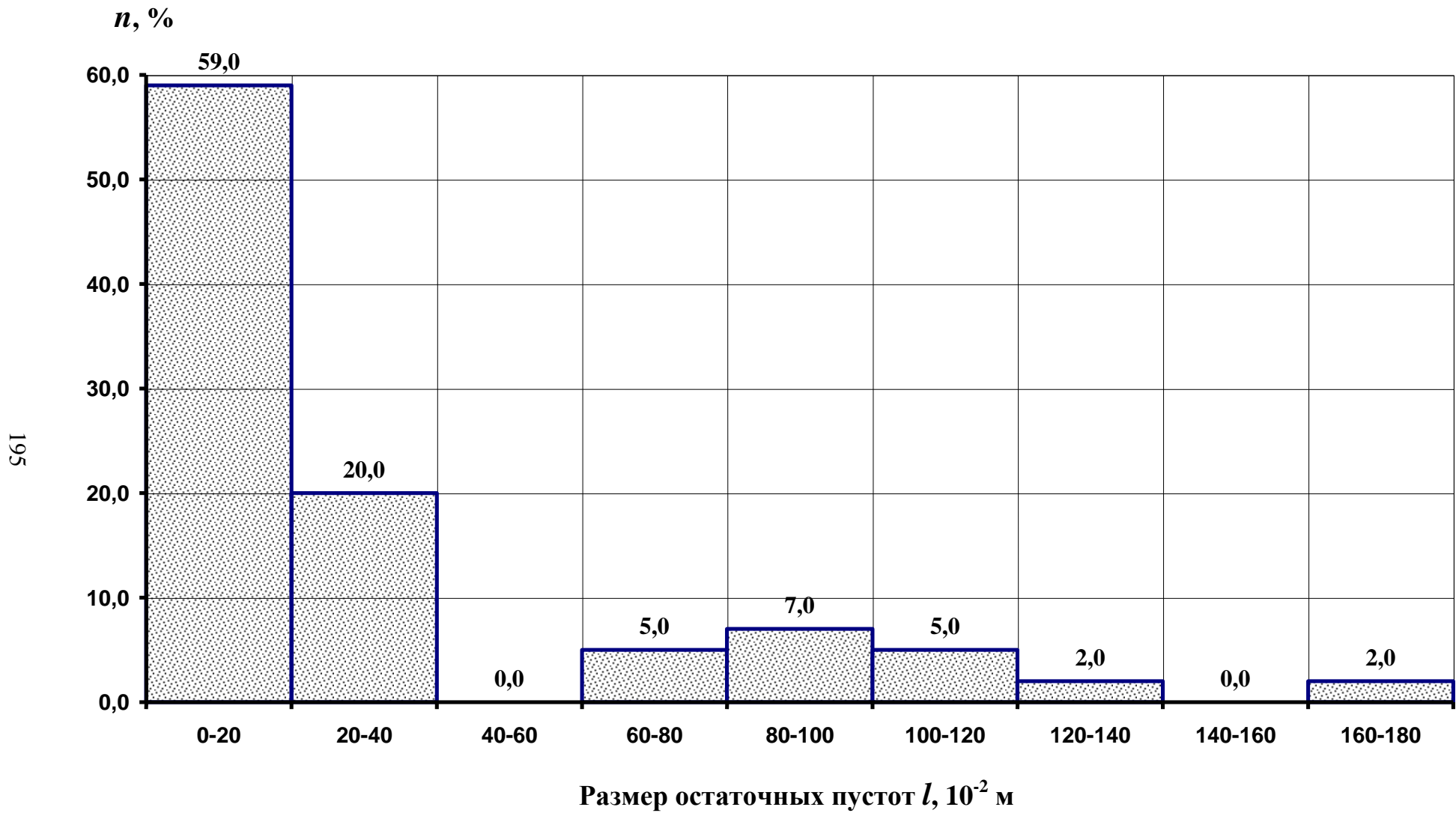


Рис. 6.13. Распределение ($n, \%$) размера остаточных пустот вдоль продольной оси верхнего элемента арочной крепи ($l, 10^{-2}$ м) в кровле штрека на ОУ-2 по диапазонам

применением постоянного груза в 1 кг. Замеры конвергенции кровли и почвы (R_A-R_D) и боков (R_B-R_C) производились также стальной рулеткой. Точность измерений составляла ± 1 мм. Для исключения случайных ошибок при производстве замеров отсчеты по рулетке брались не менее трёх раз.

Графики смещений боковых пород вокруг штрека в зависимости от расстояния до линии очистного забоя представлены на рис. 6.14-6.19.

До начала влияния очистных работ наблюдались незначительные смещения породного контура. Так, средняя по двум ЗС величина опускания кровли на КУ-1 составила 32 мм, на ОУ-1 – 19 мм, на КУ-2 – 53 мм; на ОУ-2 – 33 мм. Это показывает, что применение эластичных оболочек позволило уменьшить смещения кровли до начала влияния очистных работ приблизительно на 40 %. При этом опускания кровли на опытных участках наблюдались в проходческом забое и на расстоянии до 20 м от него на ОУ-1 и 30 м – на ОУ-2. В то же время на контрольных участках кровля опускалась на значительно большем удалении от проходческого забоя – 75 м на КУ-1 и 350 м на КУ-2. Отдельные незначительные смещения кровли на контрольных участках были зафиксированы и после проведения штрека на проектную длину (в период его поддержания в нетронутым массиве).

На контрольных участках вследствие отсутствия контактов элементов арочной крепи (за исключением деревянных клиньев) с породами непосредственной кровли пласта K_2^H происходило их обрушение в закрепном пространстве. Это явление наблюдалось на расстоянии более 28 м от проходческого забоя и сопровождалось выпадением деревянных клиньев. С верхней стороны штрека породы непосредственной кровли обрушались в виде блоков, часто крупногабаритных, что приводило к некоторому смещению рам к нижнему боку. Кроме этого следствием обрушения пород непосредственной кровли пласта в закрепном пространстве было плоское обнажение основной кровли на полный пролет штрека вчерне (до 5,5 м). Таким образом, на контрольных участках штрека еще до влияния очистных работ создавались неблагоприятные условия для работы арочной крепи.

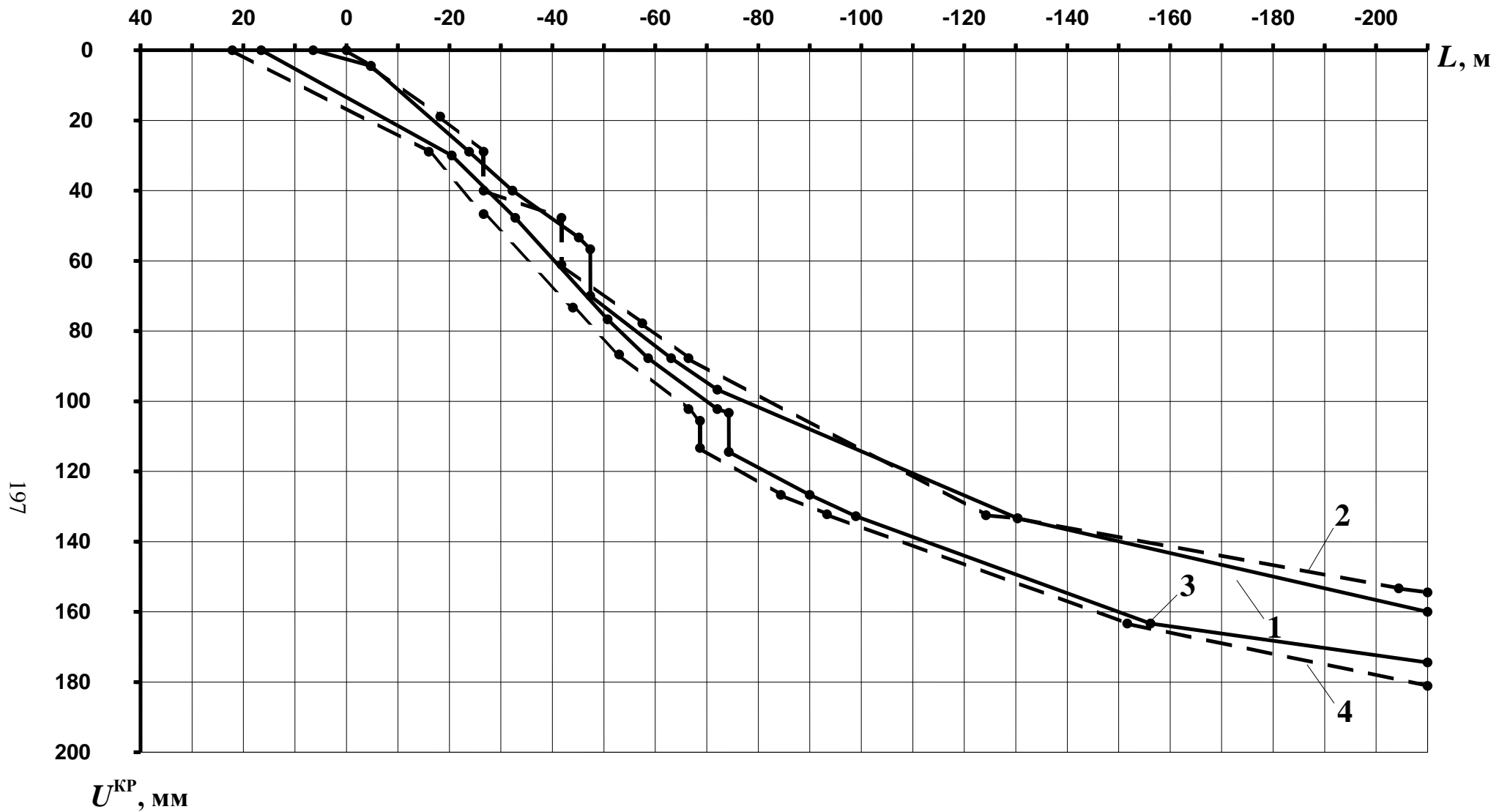


Рис. 6.14. Графики опускания кровли (U^{KP} , мм) штрека №1003 шахты им. Красина в зоне влияния очистных работ на опытном участке № 1 (линии 1 и 2) и контрольном участке № 1 (линии 3 и 4)

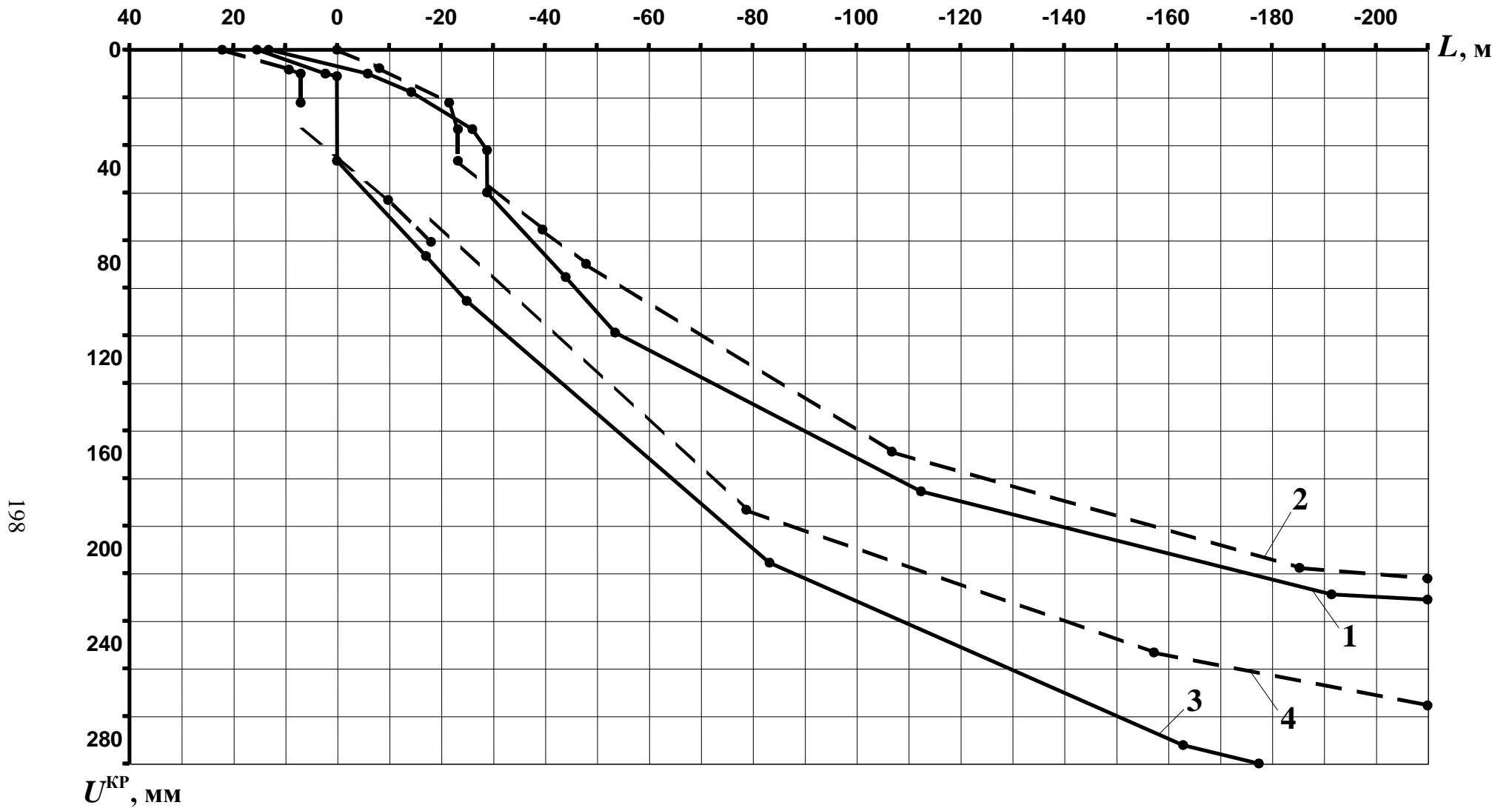


Рис. 6.15. Графики опускания кровли (U^{kp} , мм) штрека №1003 шахты им. Красина в зоне влияния очистных работ на опытном участке № 2 (линии 1 и 2) и контрольном участке № 2 (линии 3 и 4)

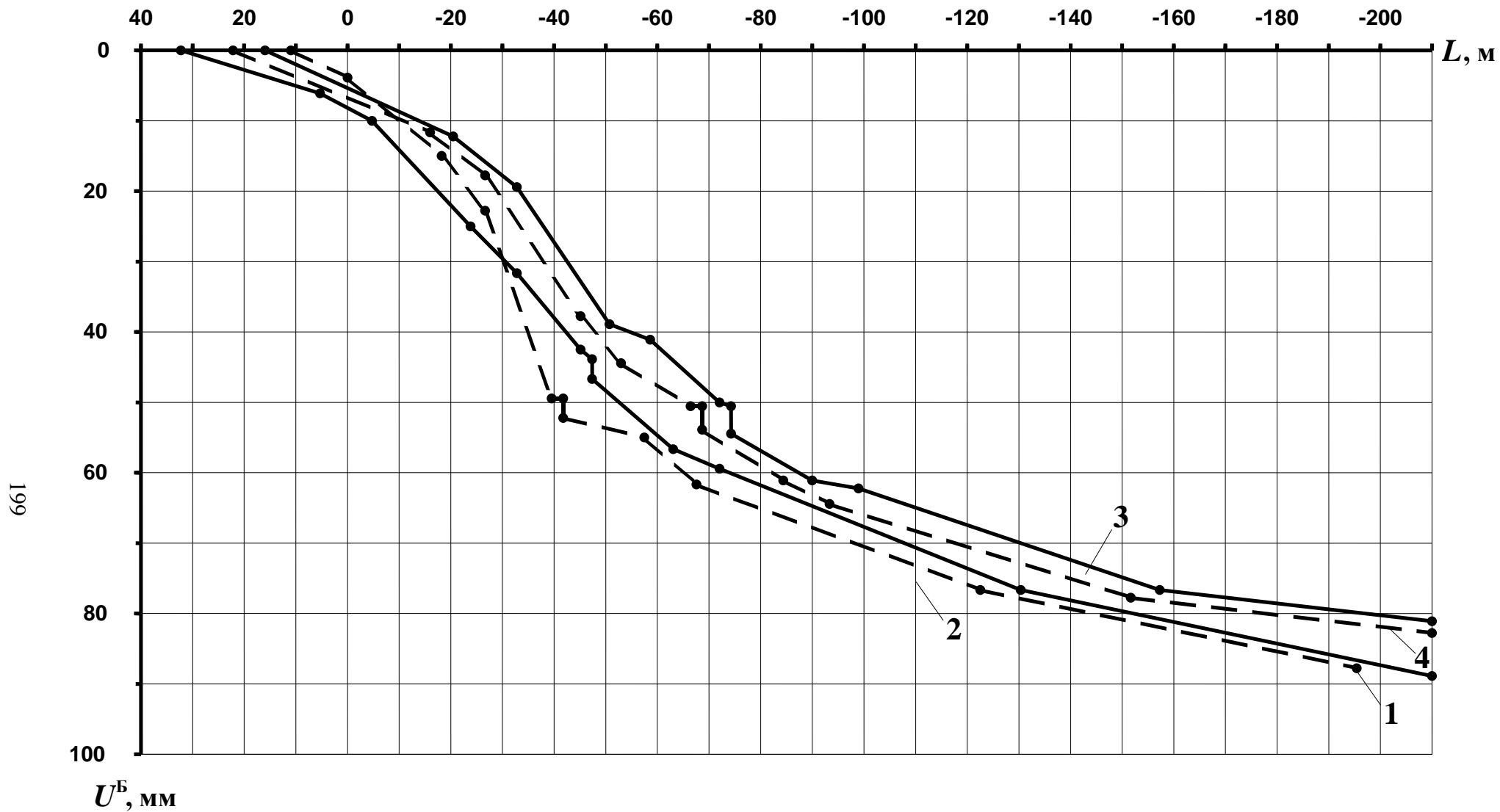


Рис. 6.16. Графики сближения боков (U^B , мм) штрека №1003 шахты им. Красина в зоне влияния очистных работ на опытном участке № 1 (линии 1 и 2) и контрольном участке № 1 (линии 3 и 4)

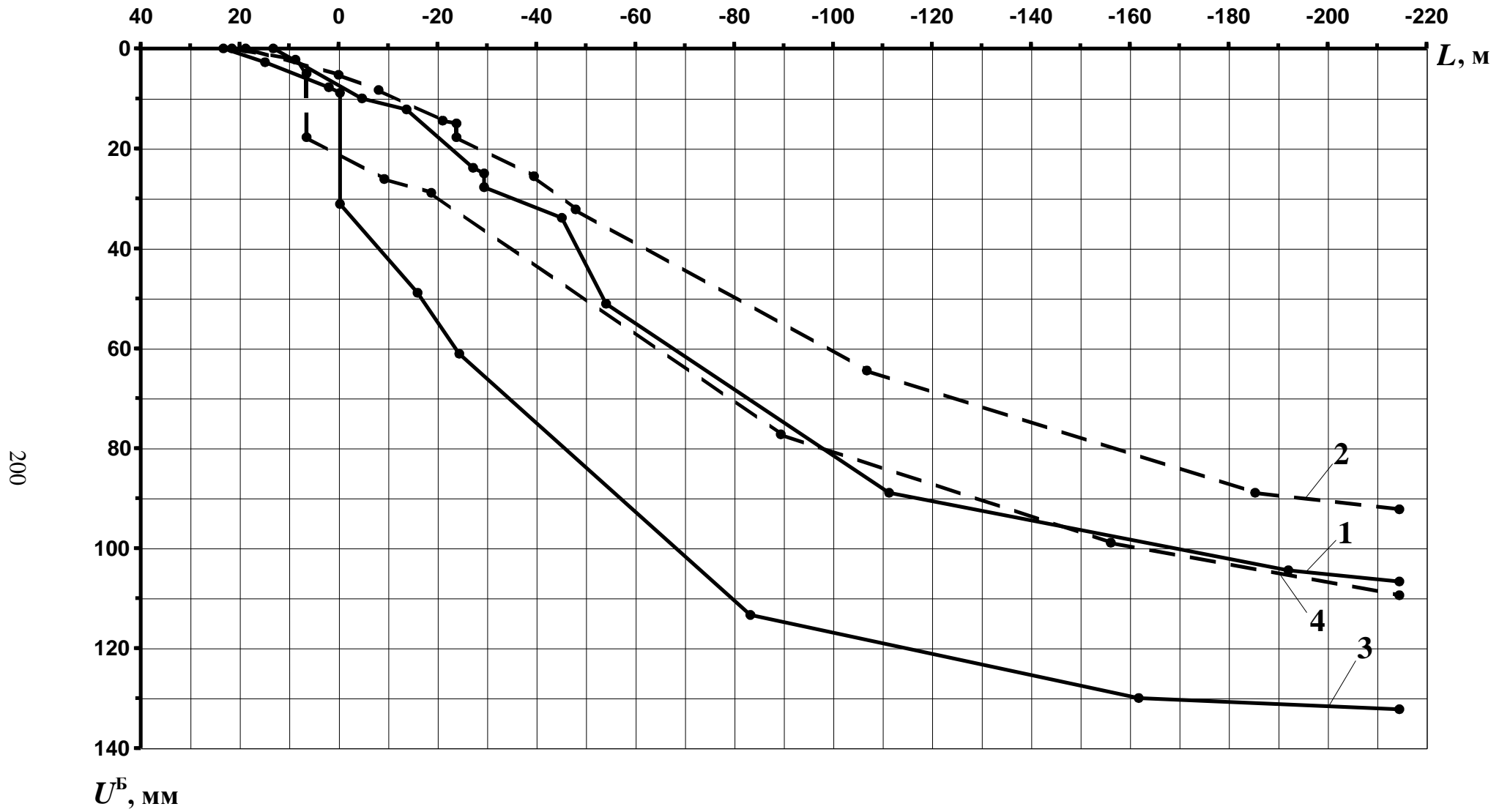


Рис. 6.17. Графики сближения боков (U^B , мм) штрека №1003 шахты им. Красина в зоне влияния очистных работ на опытном участке № 2 (линии 1 и 2) и контрольном участке № 2 (линии 3 и 4)

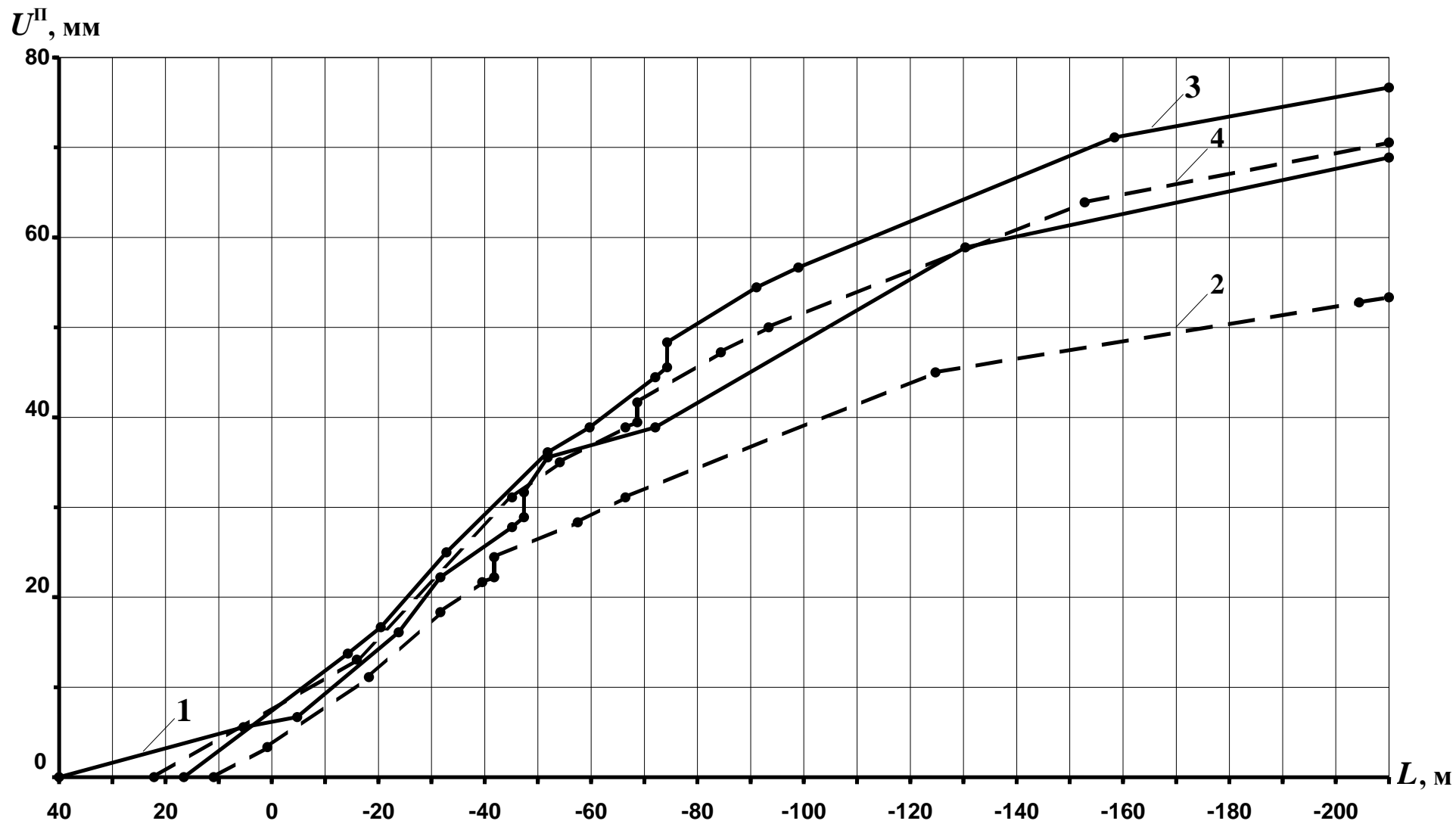


Рис. 6.18. Графики пучения почвы (U^{II} , мм) штрека №1003 шахты им. Красина в зоне влияния очистных работ на опытном участке № 1 (линии 1 и 2) и контрольном участке № 1 (линии 3 и 4)

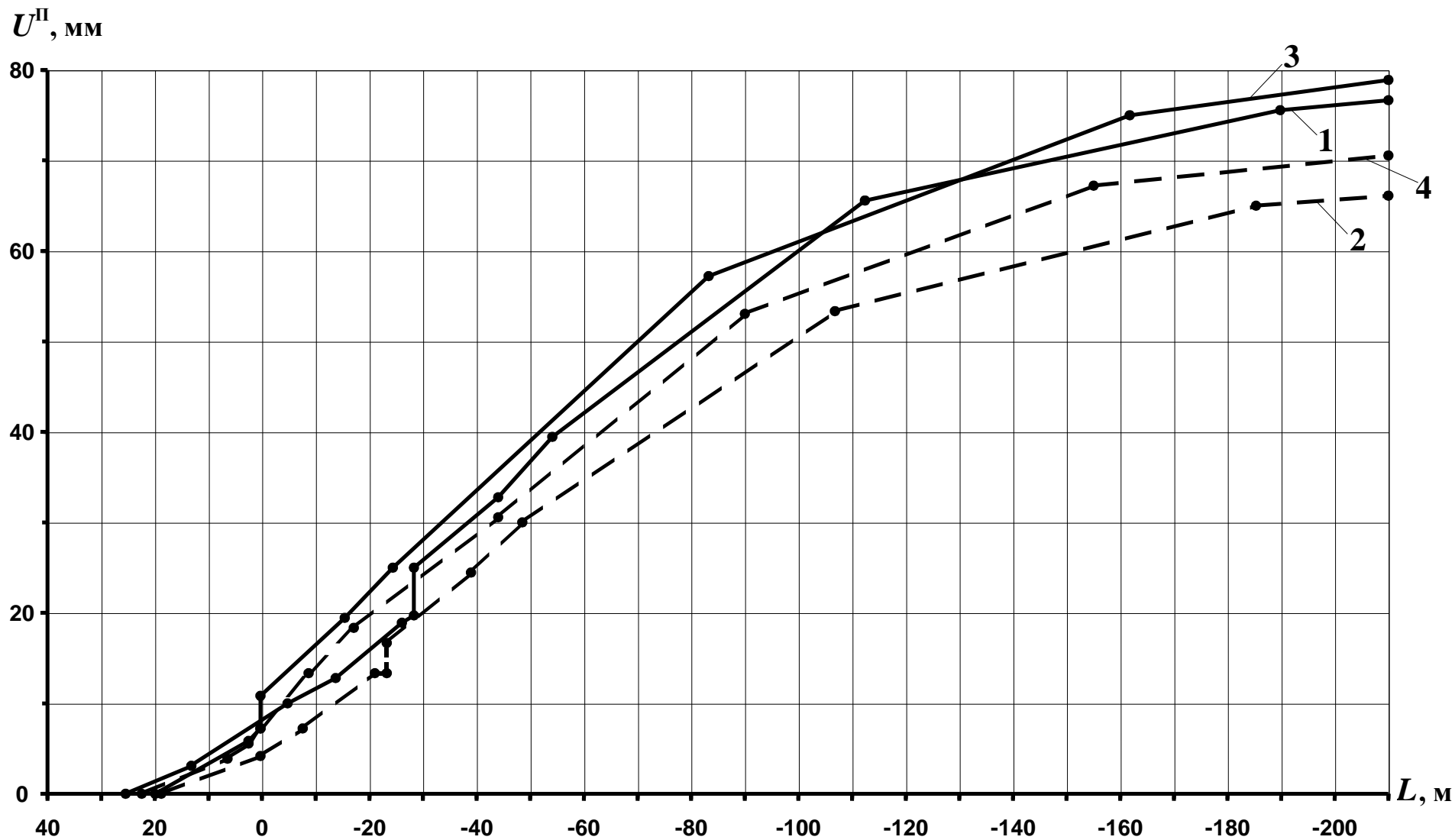


Рис. 6.19. Графики пучения почвы (U^{II} , мм) штрека №1003 шахты им. Красина в зоне влияния очистных работ на опытном участке № 2 (линии 1 и 2) и контрольном участке № 2 (линии 3 и 4)

На опытных участках обрушений пород кровли до влияния очистных работ не наблюдалось.

На контрольных участках просадок рам до влияния очистных работ зарегистрировано не было, тогда как на опытных участках уже в 6,5 м от проходческого забоя были зафиксированы проскальзывания верхняков относительно стоек арочной крепи (суммарная средняя просадка рам с эластичными оболочками до влияния очистных работ составила на ОУ-1 – 6 мм, на ОУ-9 мм).

В период проведения штрека и его поддержания в нетронутом массиве пучение почвы практически отсутствовало и заполнением эластичных оболочек, сопровождающимся дополнительным увлажнением почвы, инициировано не было. Аналогичное заключение можно сделать и о сближении боков – заполнение эластичных оболочек не влияло на их интенсивность.

Влияние очистных работ в штреке начинало сказываться впереди лавы на расстоянии, как правило, менее 24 м от линии очистного забоя. Первые проявления опорного давления наблюдались в виде сближения боков и пучения почвы. Первые опускания кровли фиксировались на опытных участках в створе с лавой, на контрольных – впереди лавы на расстоянии 15 м от линии очистного забоя.

Графики зависимости смещений кровли штрека от расстояния до лавы на ОУ-1 и КУ-1 (рис. 6.14) имеют сходный геометрический вид. Однако интенсивность опускания кровли за линией очистного забоя до начала зоны стабилизации смещений на КУ-1 несколько выше, чем на ОУ-1. Исключения составляют вертикально расположенные отрезки кривых 1 и 2, характеризующие смещения кровли при остановленном (для замены рештачного става лавного конвейера) очистном забое. Вследствие того, что замерные станции ЗС-3 и ЗС-4 опытного участка № 1 были ближе на 20-30 м к остановленной лаве, чем замерные станции ЗС-1 и ЗС-2 контрольного участка № 1, значения опускания кровли за время простоя лавы на ЗС-3 и ЗС-

4 оказались несколько большими, чем на ЗС-1 и ЗС-2. Стабилизация процесса смещений на ОУ-1 наступала раньше (в 120-130 м за линией очистного забоя), чем на КУ-1 (в 150-160 м), после чего интенсивность смещений на обоих участках была приблизительно одинаковой, о чем свидетельствует параллельность линий 1 и 4; 2 и 3 (рис. 6.14). Средние (по двум ЗС) значения опускания кровли в 210 м за лавой составила: 160 мм на ОУ-1 и 182 мм на КУ-1. Следовательно, применение эластичных оболочек диаметром 200 мм привело к уменьшению смещений кровли из-за влияния первой лавы на 12%. Можно предположить, что в случае работы лавы без длительной остановки (около 3 недель), положительный эффект в части снижения значений смещений кровли был бы еще большим.

На ОУ-2 наибольший прирост смещений кровли на 10 м подвигания лавы (16 мм) наблюдался за ней на расстоянии 25-110 м (рис. 6.15). На удалении от линии очистного забоя более 110 м наступала стабилизация процесса смещений, а более 190 м – смещения не регистрировались.

На КУ-2 наибольший прирост смещений кровли на 10 м подвигания лавы (15 мм) наблюдался от момента прохождения ЗС-7 или ЗС-8 забоем лавы до его удаления от них на 150-160 м. На расстоянии более 16 м имела место стабилизация значений опусканий кровли.

Средние (по двум ЗС) значения опускания кровли в 210 м за лавой составили: 230 мм на ОУ-2 и 287 мм на КУ-2. Это показывает, что применение эластичных оболочек диаметром 400 мм снизило смещения кровли от влияния первой лавы на 20 %. Следует отметить, что ОУ-2 находился в менее благоприятных условиях во время остановки лавы, чем КУ-2 (весь КУ-2 находился перед линией очистного забоя, а ОУ-2 – за линией его на расстоянии 15-35 м). Это позволяет предположить, что в случае работы лавы без длительной остановки эффект в снижении смещений был бы больше. Однако, как видно из графиков опускания кровли (рис. 6.15), наибольшие смещения за время остановки лавы были зафиксированы на ЗС-7 (КУ-1). Это объясняется тем, что в месте оборудования ЗС-7 во время

остановки лавы была пройдена монтажная печь (рисунок 6.6), то есть ЗС-7 оказалась на сопряжении штрека с монтажной печью. Взрывные работы при проведении монтажной печи и повышенные напряжения в массиве на ее сопряжении со штреком явились причиной активизации смещений кровли, зарегистрированных на ЗС-7. Поэтому для оценки технической эффективности способа крепления с заполнением раствором эластичных оболочек диаметром 400 мм более корректным является использование данных наблюдений только по одной замерной станции (ЗС-8) КУ-2. В этом случае следует считать, что снижение смещений кровли от применения эластичных оболочек диаметром 400 мм составило 17 %.

Графики сближения боков штрека на ОУ-1 и КУ-1 в зоне влияния очистных работ (рис. 6.16) геометрически подобны. На обоих участках наибольший прирост значений смещений боков на каждые 10 м подвигания лавы (8 мм – на КУ-1; 6,5 мм – на ОУ-1) наблюдался от момента прохождения замерных станций забоем лавы до его удаления от них на 70-75 м. Дальше наступала стабилизация процесса сближения боков (средний прирост смещений на каждые 10 м подвигания очистного забоя составил: 0,7 мм на ОУ-1 и 0,8 мм на КУ-1). Средние (по двум ЗС) значения сближений боков в 210 м за лавой были: 91 мм на ОУ-1 и 83 мм на КУ-1. Смещение верхнего бока составляли около 85 % от общих смещений боков выработки.

На ОУ-2 и КУ-2 наибольший прирост значений сближений боков на каждые 10 м подвигания очистного забоя наблюдался в следующих интервалах положения лавы относительно замерных станций: +20 м – (-110 м) и +2 м – (-90 м) соответственно (рис. 6.17). На ЗС-5 он достиг 7 мм, на ЗС-6 – 5 мм; на ЗС-7 – 10 мм, на ЗС-8 – 7 мм. Дальше наступала стабилизация процесса сближения боков. Средние (по двум ЗС) значения смещений боков в 210 м за лавой были: 100 мм на ОУ-2 и 120 мм на КУ-2. Смещения верхнего бока составили около 73 % от общих смещений.

Таким образом, сближение боков в зоне влияния очистных работ за весь период наблюдений на ОУ-1 было на 9 % больше, чем на КУ-1, а на ОУ-

2 – на 17 % меньше, чем на КУ-2. Это позволяет сделать вывод о том, что заполнение цементно-песчаным раствором эластичных оболочек, уложенных на верхние элементы арочной крепи, не привело к ощутимому влиянию на процесс смещений боков штрека.

На всех замерных станциях как опытных, так и контрольных участков, наблюдалось слабое пучение почвы (рис. 6.18-6.19). Ее суммарное поднятие в 210 м за лавой составило: на ОУ-1 – 70 мм (ЗС-1) и 54 мм (ЗС-2), на КУ-1 – 77 мм (ЗС-3) и 71 мм (ЗС-4), на ОУ-2 – 77 мм (ЗС-5) и 66 мм (ЗС-6), на КУ-2 – 79 мм (ЗС-7) и 71 мм (ЗС-8). Средние (по двум ЗС) значения высоты поднятия почвы в 210 мм за линией очистного забоя составили 62 мм на ОУ-1, 74 мм – на КУ-1, 72 мм – на ОУ-2 и 75 мм – на КУ-2. Отсюда вывод, что применение эластичных оболочек не оказало существенного влияния на процесс пучения почвы.

На каждой крепежной раме опытных и контрольных участков производились измерения нахлестов элементов крепи в узлах податливости и расстояний (по вертикали) от середины верхняка до средней линии. Конечные точки этой линии отмечались на стойках рам на расстоянии 1,5 м от почвы выработки. Замеры опускания верхняка (просадки рамы) осуществлялись отвесно висящей стальной рулеткой от определенной метки до пересечения со средней линией (туго натянутым шнуром между отмеченными точками на стойках рамы). Нахлесты в узлах податливости измерялись также стальной рулеткой между торцами верхняков и стоек по хордам.

Одновременно с измерениями геометрических характеристик штрековой крепи фиксировались деформации её элементов и производилась визуальная оценка степени их дефектности.

С помощью визуальной оценки деформированности отдельных элементов каждой рамы на опытных и контрольных участках были установлены пять уровней степени дефектности:

1 – отсутствие деформаций;

2 – небольшие деформации (критерием этого показателя являлись признаки начинающейся деформации);

3 – средние деформации (например, выполаживание верхняка, изгиб стоек или стяжек без скручивания, раздутость или сужение профиля и др.);

4 – значительные деформации (например, существенный изгиб стоек, стяжек, сильное изменение радиуса кривизны верхняка вплоть до скручивания, деформации отверстий стяжек и др.);

5 – разрушения (например, продольные разрывы боковой части спецпрофиля, разрывы скоб и планок хомутов, разрывы стяжек, несквозные и сквозные продольные и поперечные трещины).

На ОУ-1 из-за различия в просадках смежных рам с эластичными оболочками и без них, достигающего 50 мм, при реализации 1/3 вертикальной конструктивной податливости крепи наблюдались небольшие деформации межрамных стяжек в вершине свода штрека. С увеличением просадок рам с эластичными оболочками до 170 мм на четырёх стяжках в своде штрека были зафиксированы средние деформации. Аналогичная картина наблюдалась и на ОУ-2, где при просадках рам с эластичными оболочками до 180 мм были отмечены четыре средних и 20 небольших деформаций стяжек, а при просадках до 225 мм – семь средних и 17 небольших деформаций стяжек.

Другие элементы крепи чаще и сильнее деформировались на контрольных участках. Так, в конце периода наблюдений на КУ-1 было деформировано 11 верхняков, 19 стоек и 12 замков, из них значительно (включая разрушения) – пять верхняков, четыре стойки и три замка. На ОУ-01, протяженность которого в два раза больше КУ-1, небольшие деформации были зафиксированы на семи верхняках, 14 стойках и 15 замках, а значительных деформаций отмечено не было. На КУ-2 деформации наблюдались на всех верхняках (12), всех стойках (24) и замках (15), из них значительные, включая разрушения, – на семи верхняках, девяти стойках и шести замках. На ОУ-2 протяженностью в два раза большей КУ-2

деформировались восемь верхняков, 16 стоек и 19 замков, однако значительных деформаций также не было зафиксировано. Следует отметить, что на обоих опытных участках верхняки и стойки рам с эластичными оболочками не были подвержены деформациям (за исключение рамы № 12 ОУ-2).

Анализ данных замеров и визуальной оценки показал, что с увеличением нахлеста в узле податливости рамы возрастает вероятность деформирования замка. Это объясняется тем, что при взаимном смещении элементов крепи в узле податливости хомуты часто оставались неподвижными относительно торца стойки, при этом нижний хомут был перегружен тем больше, чем больше нахлест. В итоге этого наблюдались “стреляния” гаек, разрывы скоб и планок. Иногда при просадке рамы верхний хомут смещался к нижней стороне податливого соединения, один из двух хомутов ослабевал, а другой – был подвержен интенсивному изгибу. В тех случаях, когда хомуты перемещались вслед за торцами спецпрофилей, замки не деформировались. Эластичные оболочки не препятствовали нормальной работе узлов податливости.

6.4 Исследования эффективности технологии поэтапного сооружения крупногабаритных камер и сопряжений подготовительных выработок с применением анкерной крепи в качестве постоянной

На шахтах Российского Донбасса камеры и сопряжения подготовительных выработок сооружаются буровзрывным способом с применением подпорной (первый вариант технологии) или анкерной (второй вариант технологии) крепей.

При первом варианте технологии в выработках глубокого заложения (800-1100 м) устанавливается металлическая трёхзвенная крепь типа КАПЭ, а в камерах и на сопряжениях, расположенных на глубине менее 800 м, возводится крепь, состоящая, как правило, из прямолинейных составных металлических верхняков и металлических или сборных бетонных опорных конструкций. Сооружение камер и сопряжений с применением подпорной

крепи характеризуется высокой стоимостью объектов (50-70 тыс. руб./м), низкими производительностью труда проходчиков (0,17-0,25 м³ выработки в свету/чел.-смену) и темпами проведения (160-240 м³ выработки в свету/мес.). Возведение подпорной крепи (включая доставку крепёжных материалов) является весьма трудоёмким процессом, не отвечающим современным требованиям геотехнологии, так как из-за наличия пустот над верхняками крепь не взаимодействует с породным массивом, не препятствует его расслоению, не работоспособна при динамических воздействиях обрушающихся пород.

При втором варианте технологии параметры анкерной крепи камер и сопряжений с расчётной шириной пролёта до 8 м принимаются в соответствии с Инструкцией [106]. Ввиду того, что действие данной Инструкции не распространяется на камеры и сопряжения с расчётной шириной 8 м и более, сооружение таких объектов осуществляется на основе рекомендаций ОАО «ШахтНИУИ», предусматривающих оптимизацию первоначально принятых параметров анкерной крепи по результатам систематического контроля процессов смещений, расслоений пород и натяжения анкеров. При этом используется фрактальное моделирование породного массива, вмещающего выработку произвольного сечения.

Второй вариант технологии можно проиллюстрировать на примере сооружения камеры подъёмной машины Ц 2,5×2,0 (камеры ПМ) бремсберга № 02 шахты «Ростовская» ОАО «Гуковуголь».

Выработка пройдена буровзрывным способом по пласту i_3^{1-H} мощностью 1,0 м с присечкой пород его почвы. Угол падения пласта и вмещающих пород – 15°. Глубина выработки от земной поверхности составляет 200 м.

Непосредственная кровля пласта i_3^{1-H} представлена слаботрещиноватым (1-3 трещ./м²) песчаным сланцем мощностью 12 м и прочностью на одноосное сжатие 50-70 МПа. По данным геологического прогноза и опыта

ведения работ по пласту i_3^{1-H} непосредственная кровля классифицируется как устойчивая. Водовыделения из кровли не наблюдаются.

Подстиляет пласт i_3^{1-H} слой углисто-глинистого сланца мощностью 0,2-0,3 м и прочностью на одноосное сжатие 40-50 МПа, ниже которого залегает слагающий непосредственную почву пласта глинистый сланец мощностью 1,5 м и прочностью на одноосное сжатие 40-60 МПа. Основная почва пласта сложена песчаным сланцем мощностью 20,0-25,0 м и прочностью на одноосное сжатие 50-70 МПа.

Сооружение камеры ПМ осуществлялось поэтапно (рис. 6.20 и 6.21).

На I этапе осуществлялось проведение и крепление камеры ПМ сообразно сечению бремсберга № 02. Этап II предусматривал расширение камеры ПМ (восточной стороны) на 1,2 м и крепление анкерами кровли и пласта в её восточном боку. Расширение камеры ПМ (западной стороны) на 6,4 м и крепление анкерами кровли и пласта в её западном боку производилось на III этапе. Этап IV был связан с расширением камеры ПМ по почве в позициях I и II. На V этапе также осуществлялось расширение камеры ПМ по почве в позиции III. Проведение водоотливной траншеи для стока воды из котлована подъёмной машины осуществлялось на VI этапе. Затем велись работы, которые были связаны с сооружением котлована под фундамент подъёмной машины (VII этап). На VIII этапе выполнялись работы по укладке бетона в фундамент подъёмной машины, а на IX этапе – по установке монтажной балки из двутавра № 45. Этап X сооружения камеры выделялся для укладки двух металлических труб диаметром 8 дюймов в водоотливную траншею в целях обеспечения стока воды из приямков фундамента подъёмной машины, а этап XI – для обратной засыпки водоотливной траншеи. На XII, XIII и XIV этапах соответственно выполнялись работы по устройству водоотливной канавки, настилке рельсового пути и монтажу оборудования.

В качестве проходческого оборудования использовались: скреперная установка на базе лебёдки ЛС-55 – для погрузки взорванной породы на

скребковый конвейер СП-202; колонковое сверло ЭБП-1 – для бурения шпуров по всему забою; перфораторы ПТ-48 – для бурения шпуров и установки анкеров в кровлю камеры ПМ.

Для крепления кровли выработки применены сталеполимерные анкера типа АСГ1 длиной 2,0 м, номинальным диаметром 22 мм, с типоразмером резьбы на концах М24. Каждый анкер был закреплён в шпуре диаметром 30 мм с помощью двух ампул типа АП1-330У (размещаемой первой от забоя шпура) и АП1-470 (размещаемой второй от забоя шпура). Бурение шпуров под анкера и собственно их установка были произведены с использованием

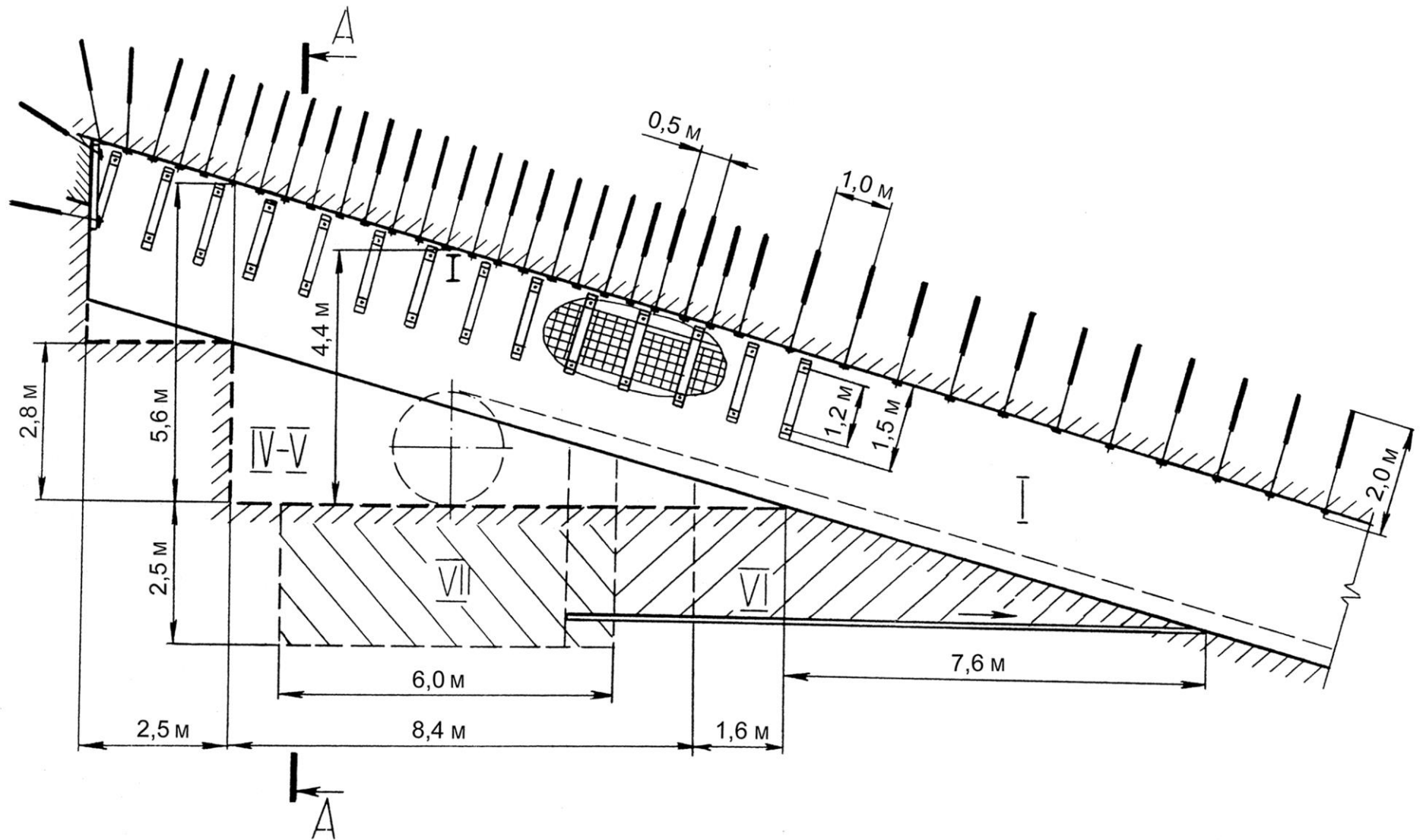


Рис. 6.20. Схема сооружения камеры ПМ бремсберга № 02 шахты «Ростовская» (продольный разрез)

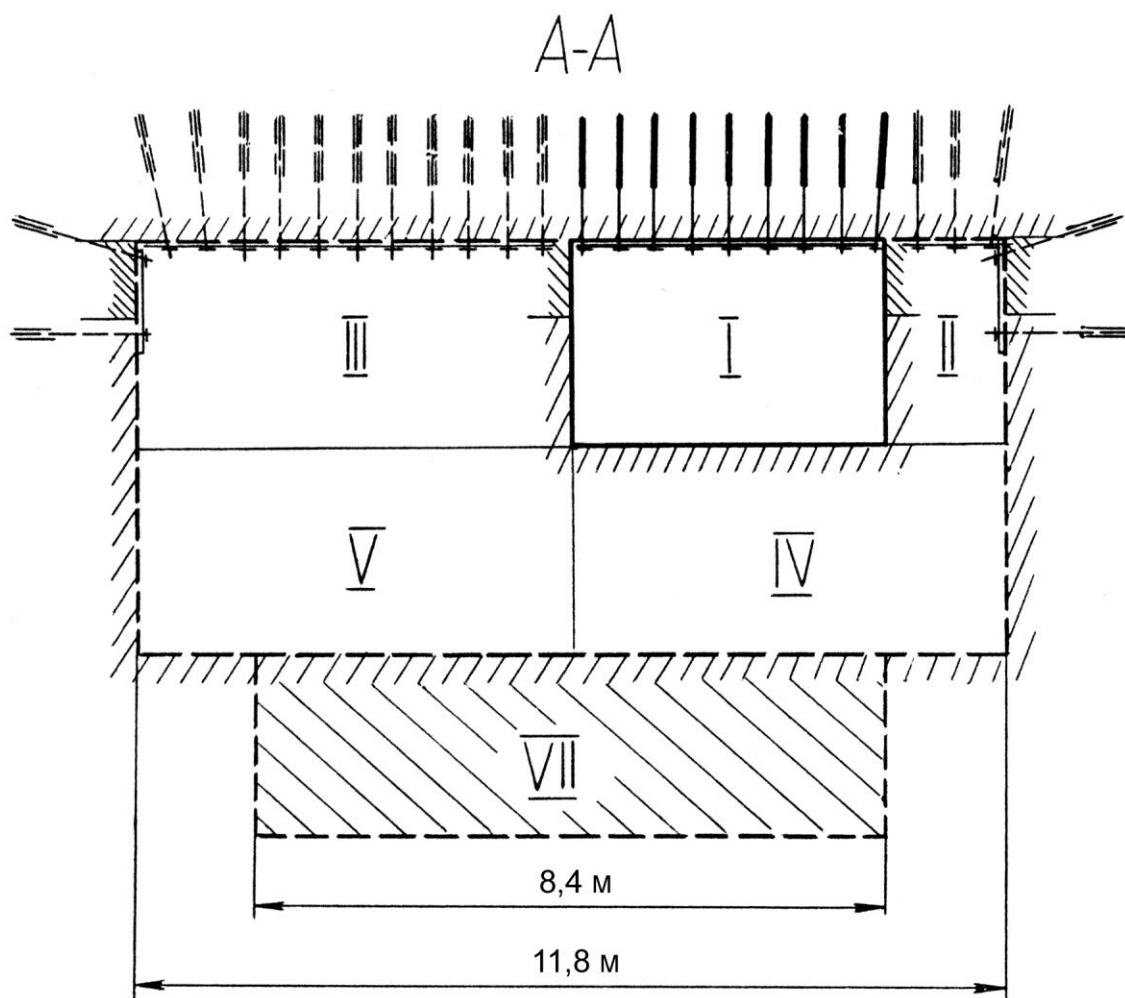


Рис. 6.21. Схема поэтапного сооружения камеры ПМ бремсберга № 02 шахты «Ростовская» (сечение А-А на рис. 6.20)

перфоратора ПТ-48. Расположение анкеров соответствовало квадратной сетке $0,5 \times 0,5$ м. В качестве опорного элемента анкерной крепи были использованы металлические плитки размером $150 \times 150 \times 8$ мм, а в качестве податливого элемента – сферические опорные пластины типа АСГ1.004. На большинстве анкеров между опорными пластинами и гайками были установлены металлические шайбы толщиной 6 мм. Анкерование кровли осуществлено без её затяжки (из-за нарушения сварки металлических решёток при взрывных работах их установка в кровлю была прекращена).

Бока камеры ПМ закреплены распорнозамковыми анкерами типа АШ-1 длиной 2,0 м. Анкеры установлены в пласт по два в ряду с шагом 1,0 м. В качестве затяжки пласта в боках использовались металлические решётки

размером 1,0×0,5 м, а в качестве опорного элемента – металлические плитки размером 150×150×8 мм. Породная часть боков выработки не была закреплена.

Визуальным осмотром породных обнажений и крепи в период сооружения камеры не было выявлено признаков опасных проявлений горного давления («обгрывание» анкеров, «коржение», заколообразование в кровли и др.). Однако имела место неполная комплектация 15 % установленных в кровлю анкеров (отсутствовали шайбы между гайками и сферическими опорами). На поверхности кровли камеры ПМ наблюдался конденсат воды.

Состояние приконтурного массива, слагающего кровлю камеры ПМ, определялось путем осмотра стенок шпуров длиной 3,5 м и диаметром 43 мм оптическим прибором типа РВП457. Прибор предназначен для исследований и контроля структуры и состояния горных пород в окрестностях горных выработок с целью прогноза опасных проявлений геомеханических процессов. Он позволяет определять наличие и местоположение по длине шпура трещин расслоения и других ослабленных контактов (прослой, пропластки, зеркала скольжения) в кровле и боках, а также их раскрытие в диапазоне от 0,1 до 15,0 мм.

На основании осмотра стенок восьми шпуров, пробуренных в породы кровли камеры ПМ вдоль её геометрических осей (в плане) с интервалом 3-4 м, установлено, что на удалении от контура выработки в пределах 0,07-2,40 м трещины расслоения отсутствовали. В центральной части камеры ПМ в породах кровли на расстоянии 2,4 м от её контура была зафиксирована трещина расслоения с раскрытием 0,1 мм. С течением времени (август-сентябрь 2003 г.) отмечалось увеличение раскрытия данной трещины до 0,3-0,4 мм. Кроме того, техническая эндоскопия массива выявила наличие трещин расслоения с раскрытием 0,3-0,5 мм в породах кровли на расстоянии 0,04-0,07 м от её контура. Также было установлено, что непосредственная кровля пласта в пределах осмотренной толщи пород представлена однородным неувлажнённым песчаным сланцем.

Фактическая несущая способность анкерной крепи была определена на трёх образцах с помощью гидравлического штанговыводителя типа ВШГ-20 конструкции ВНИМИ. Результаты испытаний графически представлены на рис. 6.22.

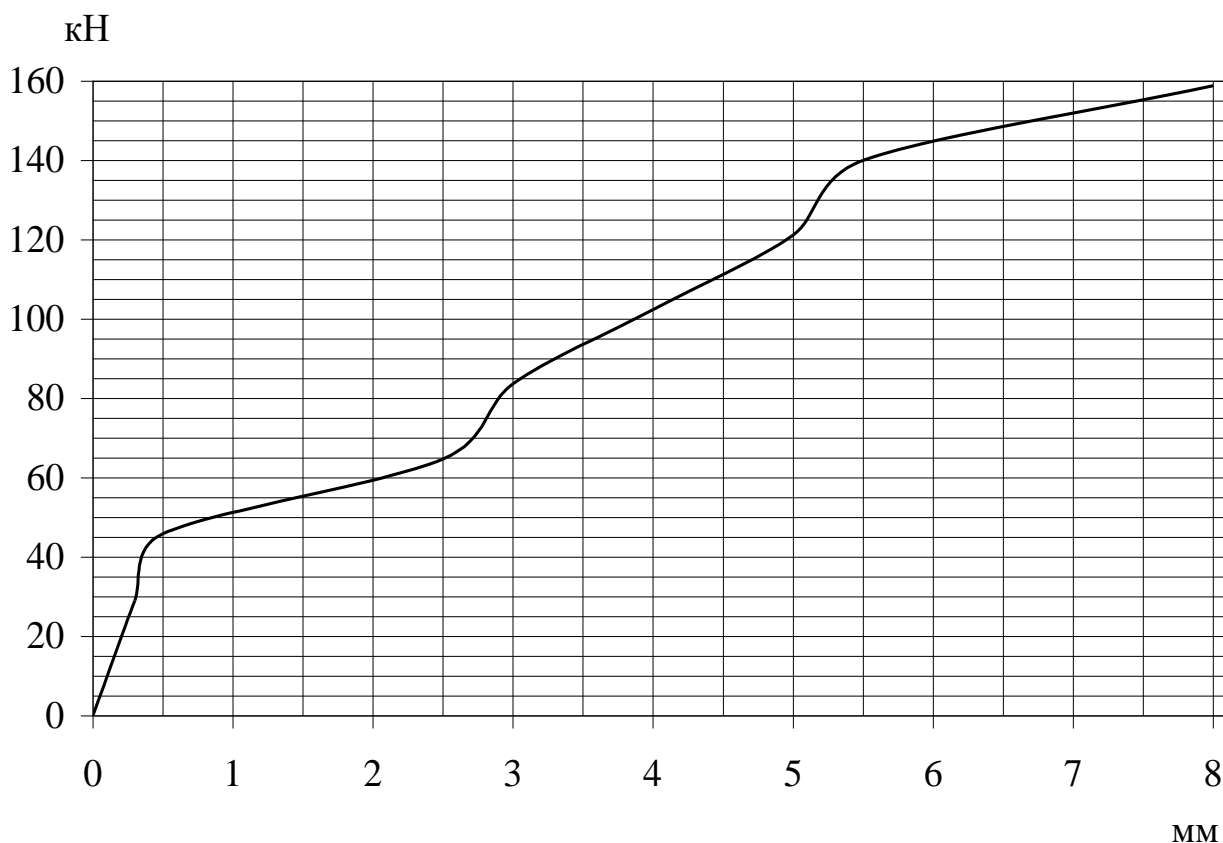


Рис. 6.22. Деформационно-силовая характеристика анкеров АСГ1

Как видно из рис. 6.22, фактическая несущая способность анкеров (по критерию прочности закрепления анкерного стержня в шпуре) составляет 160 кН, что в 1,2 раза превышает расчётное значение (130 кН) данного параметра.

Исследования режимов натяжения анкеров АСГ1 были проведены также с помощью динамометрического ключа конструкции ДонУГИ с индикатором часового типа ИЧ-10. Они показали, что предварительное (начальное) значение усилия натяжения изменяется в пределах 5,5-26,3 кН (среднее значение 16,6 кН) независимо от места расположения анкера в камере ПМ. С течением времени отмечался рост усилий натяжения анкеров до 15,5-43,6 кН

(среднее значение – 22,0 кН), установленных в кровлю в центральной части выработки.

Проведённые исследования позволили рекомендовать следующие корректировки фактических параметров анкерной крепи:

- с целью предотвращения расслоения заанкерванной толщи пород следовало подтянуть на всех анкерах гайки до создания осевого усилия не менее 40 кН;

- для повышения надёжности анкерной крепи необходимо было доукомплектовать её металлическими шайбами, размещаемыми между податливым и опорным элементами;

- с целью сохранения неизменным пролёта камеры ПМ в течение всего срока её эксплуатации рекомендовано заанкеровать породную часть боков на высоте более 1,0 м от почвы выработки по сетке 1,2×1,2 м без установки затяжки;

- для предотвращения при длительном поддержании выработки отслоения «сшитой» короткими анкерами (2,0 м) породной плиты от вышерасположенного массива следовало установить согласно новым техническим решениям ВНИМИ [118] два куста анкеров длиной 4,2 м в породы кровли в центральной части камеры ПМ (как показано на рис. 6.23); при таком дополнительном креплении в кровле камеры ПМ образуются два пересекающихся породных столба, армированных длинными анкерами (4,2 м), создающих зону сжатия пород за контуром сшитой короткими анкерами (2,0 м) двухметровой толщи, препятствующей её отслоению;

- с целью повышения безопасности горных работ предложено организовать систематические (в течение первого года поддержания выработки – с частотой один раз в месяц, в последующие периоды поддержания – один раз в год) наблюдения за проявлениями горного давления на специально оборудованных замерных станциях.

Выполнение перечисленных мероприятий обеспечило устойчивое состояние камеры ПМ. Наблюдения, проведённые в период эксплуатации камеры ПМ (2004-2006 гг.), показали, что вследствие дилатансии пород произошло

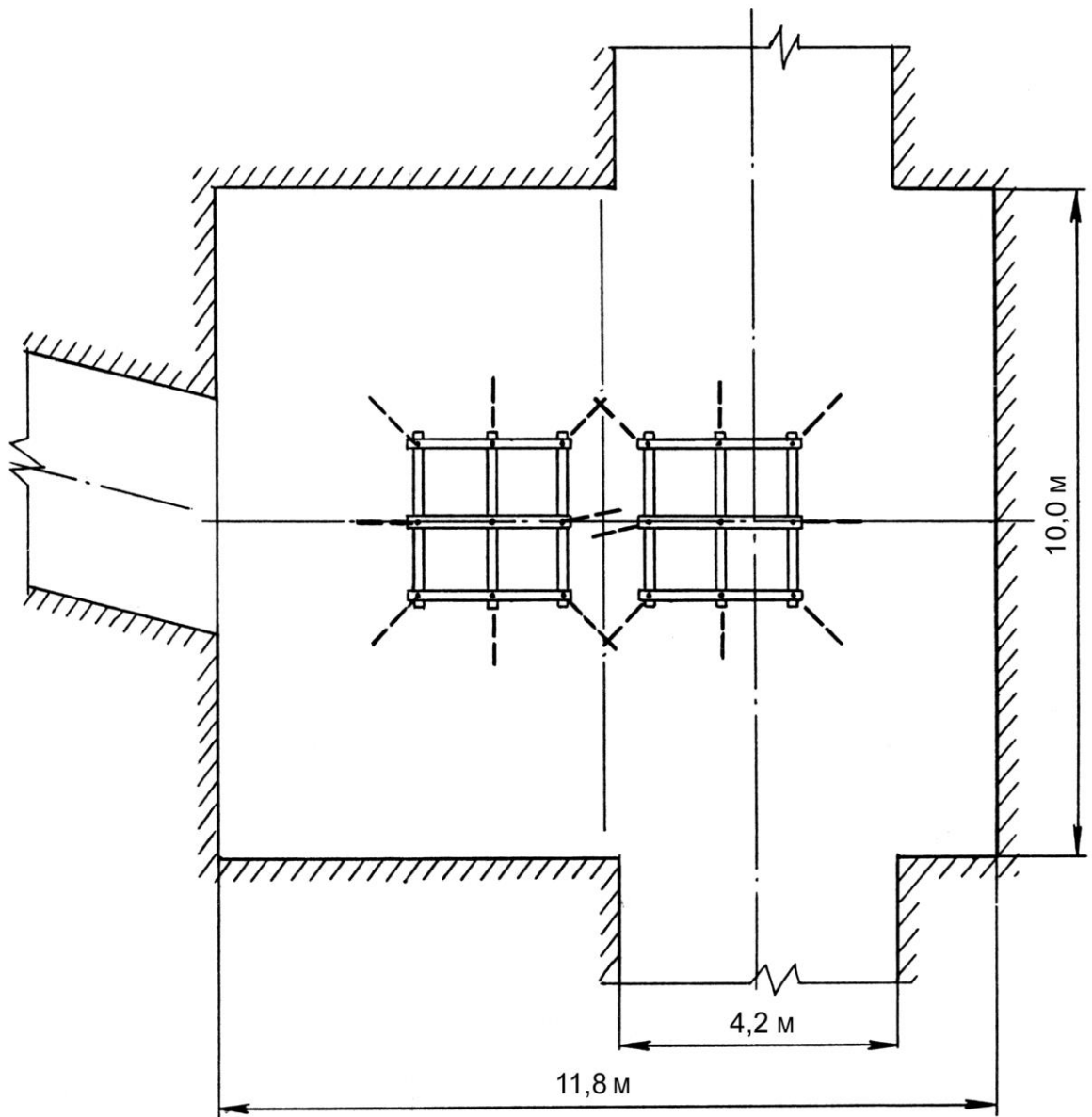


Рис. 6.23. Схема дополнительной установки двух кустов анкеров типа АСГ1 длиной 4,2 м под металлические полосовые подхваты размером 2600×150×6 мм в камере ПМ бремсберга № 02 шахты «Ростовская»

закрытие трещины расслоения, удалённой от контура кровли на 2,4 м, а также уменьшение до 0,2-0, мм ширины раскрытия трещин расслоения, расположенных в 0,05-0,07 м от выработки. При этом нагрузка на анкерную крепь не превысила расчётную. Данные факты свидетельствуют об эффективной работе анкерной крепи.

По аналогичной вышеописанной технологии на шахтах «Замчаловская», «Ростовская» ОАО «Гуковуголь» и «Обуховская» ОАО «ШУ «Обуховская» были сооружены и поддерживаются в эксплуатационном состоянии 10 камер и сопряжений подготовительных выработок шириной 8-12 м. Её применение позволило снизить затраты на сооружение выработок (до 20-30 тыс. руб./м); повысить производительностью труда проходчиков (до 0,40-0,50 м³ выработки в свету/чел.-смену) и темпы проходки (до 320-360 м³ выработки в свету/мес).

Экономический эффект от внедрения данной технологии превысил 3 млн. руб. в ценах 2004 г.

По этой же технологии было сооружено сопряжение конвейерного штрека № 408 с заездом на грузовой уклон № 4 шахты «Замчаловская» ОАО «Гуковуголь» 1997 г. буровзрывным способом по пласту K_2^H в следующих горно-геологических и горнотехнических условиях.

Угольный пласт K_2^H имеет среднюю геологической мощностью 1,06 м, залегает под углом 22-25°. Непосредственная кровля пласта представлена устойчивым песчаным сланцем мощностью 1,2-1,4 м и прочностью на одноосное сжатие 80 МПа. Интенсивность трещиноватости пород непосредственной кровли составляет 0,5 трещ./м².

Основная кровля пласта, сложенная слаботрещиноватым (0,1-0,2 трещ./м²) песчаником мощностью 10 м и прочностью на одноосное сжатие 100 МПа, классифицируется как труднообрушающаяся (шаг вторичных осадок – 20-25 м).

Подстилают пласт K_2^H несклонные к пучению песчано-глинистый и песчаный сланцы суммарной мощностью 1,6 м при прочности на одноосное сжатие 60-80 МПа. Начальное (после обнажения) сопротивление почвы вдавливанию составляет 13-14 МПа. Ниже расположен крепкий песчаник мощностью 15 м и прочностью на одноосное сжатие 100-120 МПа.

Водовыделения на сопряжении отсутствуют.

Сопряжение имело ответвленную конструкцию. Основная выработка (мост конвейерного штрека № 408 над конвейерным и грузовым уклонами № 4)

пройдена по породам кровли пласта K_2^H . Максимальные размеры её поперечного сечения составляют: ширина – 7,2 м; высота – 3,7 м. Заезд грузового уклона № 4 на конвейерный штрек № 408 является примыкающей выработкой. Максимальные размеры её поперечного сечения составляют: ширина – 5,2 м; высота – 3,3 м. Тип подрывки заезда изменяется от верхней до смешанной в направлении от моста конвейерного штрека № 408 к грузовому уклону № 4. Расчётная ширина сопряжения составляет 8,1 м.

Сопряжение расположено на глубине 800 м. От влияния очистных работ оно охраняется целиками шириной более 0,1 Н (в соответствии с рис. 6.24), то есть оно считается неподверженным влиянию очистных работ. Проектный срок службы сопряжения – 15 лет.

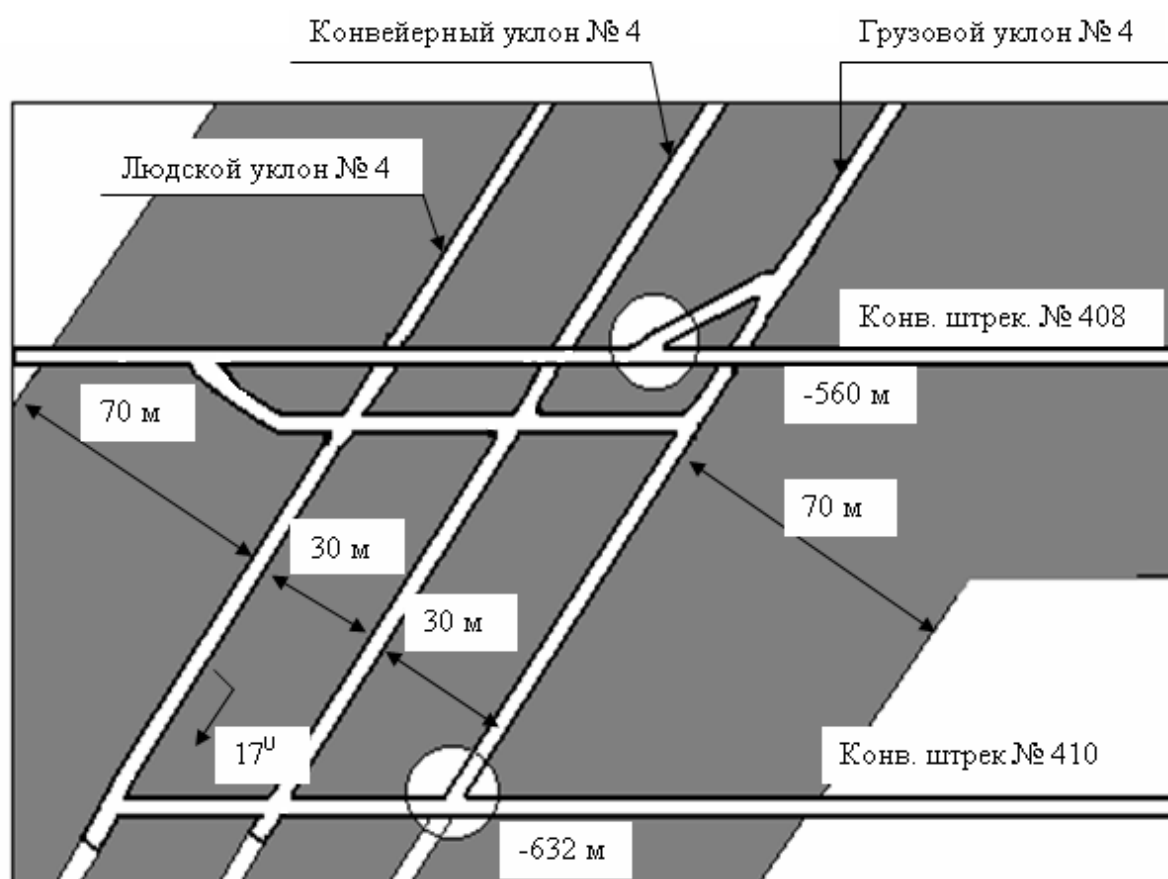


Рис. 6.24. Выкопировка из плана горных работ шахты «Замчаловская» ОАО «Гуковуголь»

При сооружении сопряжения в его кровлю были установлены распорно-замковые анкеры (типа ЭС-1м) длиной 1,8 м по сетке 1,0х1,0 м. В качестве опорных элементов использовались металлические плитки размером 150х150х8 мм. Бурение шпуров под анкеры производилось с помощью перфораторов типа ПТ-48м, оснащенных коронками КДП-43. Установка анкеров осуществлялась с помощью кольца на металлической проволоке. Данный способ не позволяет произвести их качественную установку [115].

Контроль прочности закрепления в шпурах распорно-замковых анкеров осуществлялся с помощью штанговывергивателя ПКА-1 конструкции КузНИУИ. Испытаниями восьми анкеров, выполненными в период сооружения сопряжения (в 1997 г.), установлено, что данный показатель составлял 12,0-58,0 кН (среднее значение – 23,8 кН), то есть был меньше принятого в расчёте по Инструкции [119] значения (40 кН). Нагружение каждого анкера прекращалось при его вытягивании из шпура на 40 мм (согласно требованию Инструкции [119]). Фактическая деформационно-силовая характеристика распорно-замковых анкеров, установленных с помощью металлического кольца на проволоке, показана на рисунке 6.25.

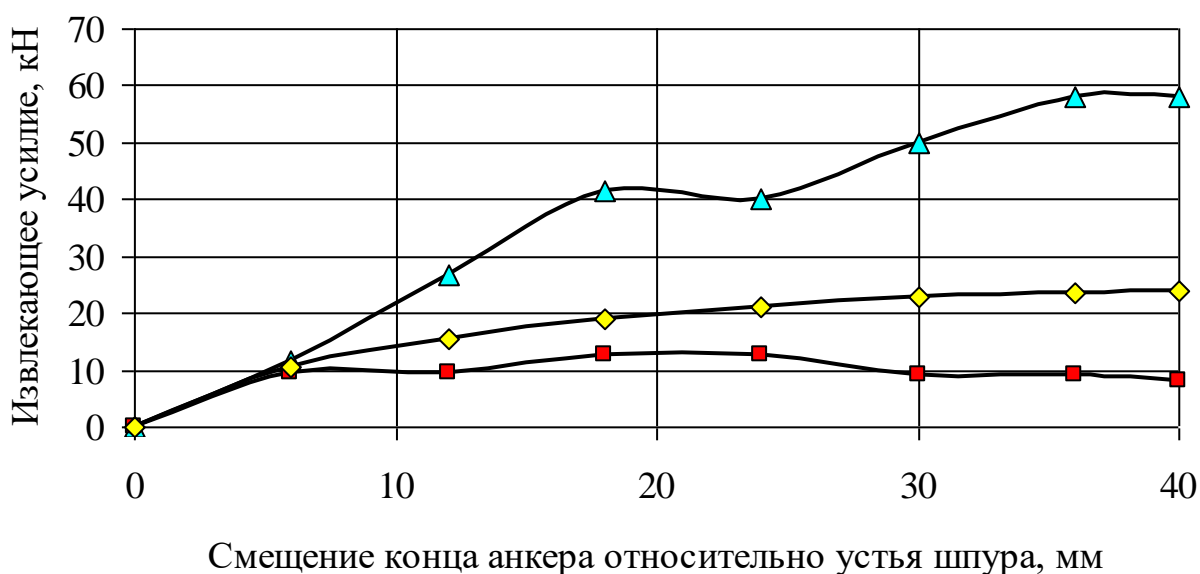


Рис. 6.25. Деформационно-силовая характеристика распорно-замковых анкеров ЭС-1 м, установленных с помощью стального кольца

Натяжение анкеров исследовалось на 20 образцах с помощью динамометрического ключа конструкции ДонУГИ. Предварительное (начальное) значение этой технической характеристики изменялось в пределах 5,5-13,8 кН (среднее значение – 8,8 кН) независимо от места расположения анкера в кровле сопряжения.

Осмотром установлено, что около 10 % анкеров не были укомплектованы гайками и опорными плитками.

Визуальные наблюдения за породными обнажениями, выполненные в течение первого месяца после сооружения сопряжения, показали отсутствие вывало-, заколо- и трещинообразования, «коржения» и других признаков опасных проявлений горного давления.

Измерениями установлено, что в период сооружения (3 месяца) смещения породного контура кровли сопряжения в его центральной части составили 19 мм.

В это же время были проведены исследования процесса расслоений и структуры пород кровли сопряжения с помощью прибора типа РВП 457. На основании осмотра стенок восьми шпуров длиной по 3 м, пробуренных в породы кровли основной и примыкающей выработок вдоль их геометрических осей с интервалом 3 м, установлено, что трещины расслоения и углефицированные прослои отсутствуют. Также было выявлено, что кровля сопряжения в пределах осмотренной толщи пород (3,7-6,7 м от пласта) сложена однородным неувлажнённым песчаником.

Исследования показали, что, несмотря на низкую несущую способность анкерной крепи и значительный фактический пролёт сопряжения, породы его кровли сохранили устойчивость и монолитность. Ввиду отсутствия влияния очистных работ и водовыделений из кровли значительное снижение устойчивости слагающих её пород с течением времени маловероятно.

На основании исследований, проведённых в период сооружения сопряжения, были рекомендованы с целью повышения безопасности горных работ и приведения фактических параметров анкерной крепи в соответствие с требованиями Инструкции [119] следующие мероприятия:

- осуществление переустановки распорно-замковых анкеров с помощью монтажной трубы способом [124];
- обеспечение натяжения распорно-замковых анкеров с усилием не менее 40 кН;
- доукомплектование анкеров металлическими опорными плитками и гайками;
- выполнение оборки боков от нависших кусков породы;
- организация систематических наблюдений за состоянием приконтурного массива, породных обнажений и анкерной крепи.

Переустановка распорно-замковых анкеров предложенным способом [91] значительно повысила их прочность закрепления в шпурах (рис. 6.26).

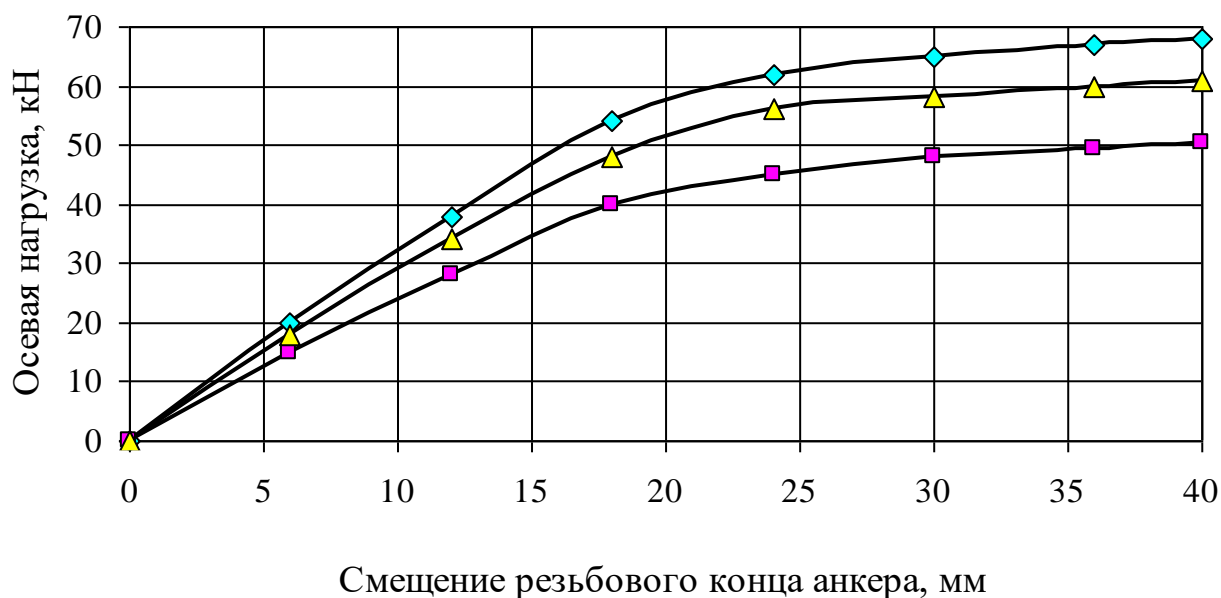


Рис. 6.26. Деформационно-силовая характеристика анкеров типа ЭС-1 м, установленных с помощью монтажной трубы [124]

Испытания шести анкеров показали, что при смещении резьбового конца анкера относительно устья шпура на 40 мм данный показатель

изменяется в пределах от 51 до 68 кН (среднее значение – 61 кН). Вместе с тем, фактическая удельная несущая способность анкерной распорно-замковой крепи после её переустановки (61 кН/ м²) не соответствовала новой Инструкции [117] (81 кН/м²), действие которой не распространяется на ранее закреплённые выработки.

Предварительное натяжение анкеров, созданное при их переустановке, составляло 42-47 кН (в среднем – 44 кН). Однако с течением времени, ввиду незначительных смещений пород кровли, отмечалось уменьшение усилия натяжения анкеров до 18-41 кН, в среднем – до 31 кН (рис. 6.27).

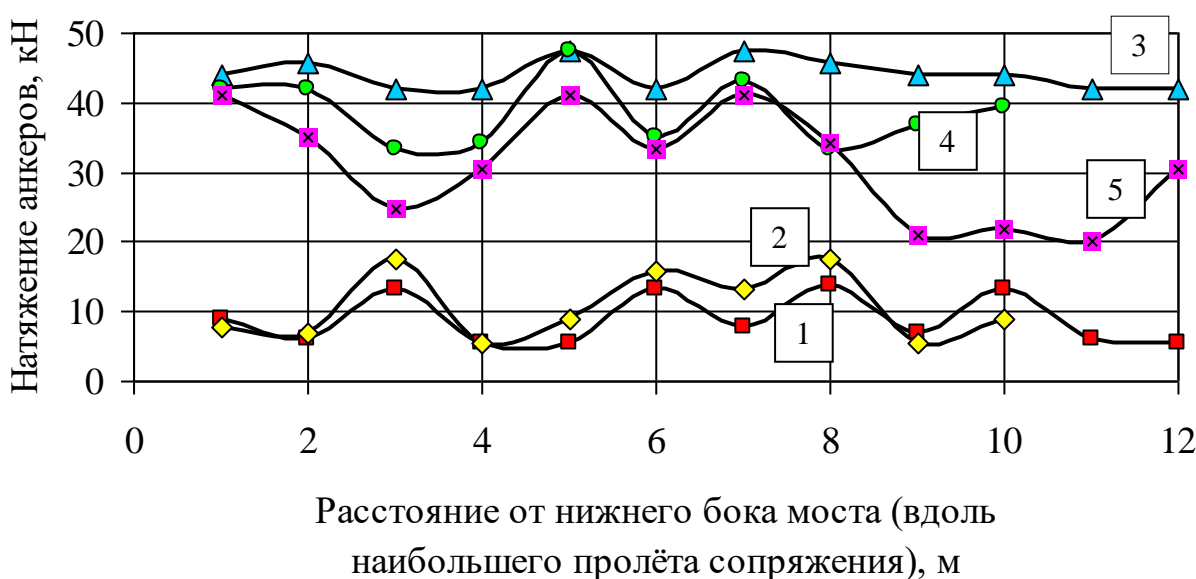


Рис. 6.27. Натяжение распорно-замковых анкеров ЭС-1 м:

1 – предварительное, при установке анкеров с помощью металлического кольца на проволоке; 2 – через 0,1 г. после установки анкеров с помощью металлического кольца на проволоке; 3 – начальное при переустановке анкеров с помощью монтажной трубы; 4 и 5 – при поддержании сопряжения в течение соответственно 1 и 8 лет

Наблюдениями, проведёнными в период с 1997 по 2005 гг., установлено, что за восемь лет поддержания сопряжения состояние его породных обнажений практически не изменилось (за исключением боков, где на локальных участках площадью до 2 м² отмечался отжим пород на глубину 0,15-0,20 м). В породах кровли отсутствовали трещины расслоения, вывалы, заколы. Смещения породного контура кровли в центральной части

сопряжения после его сооружения увеличились лишь на 6 мм и составили 25 мм за всё время поддержания выработки (рис. 6.28), что меньше рассчитанного по Инструкции [117] значения данной характеристики для всего срока службы сопряжения (36 мм). Данные факты свидетельствуют о соответствии фактических параметров крепи сопряжения горно-геологическим и горнотехническим условиям его поддержания.

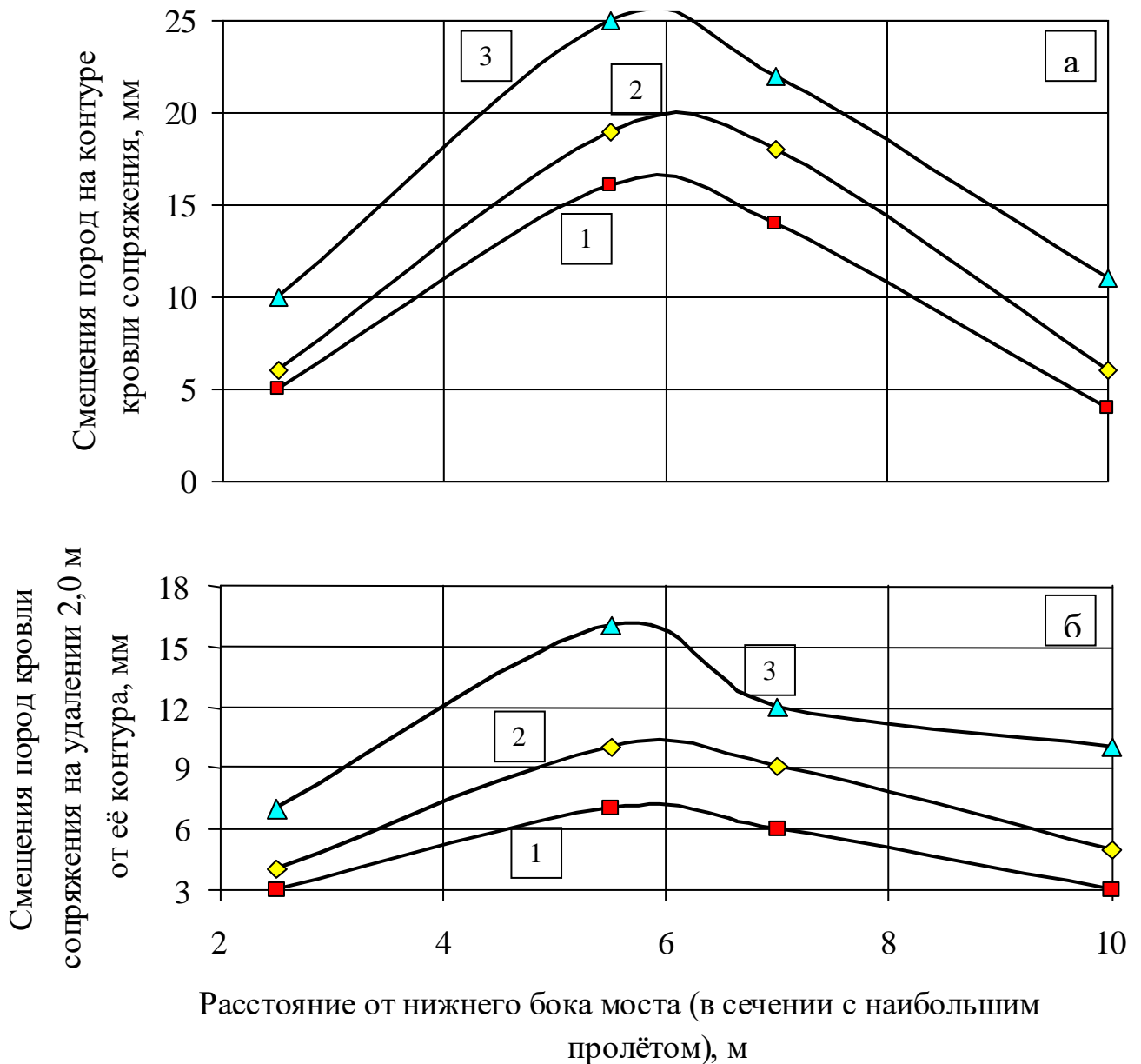


Рис. 6.28. Смещения пород кровли сопряжения моста конвейерного штрека № 408 с заездом на грузовой уклон № 4:

- 1 – в период сооружения сопряжения (0,25 лет);
- 2 и 3 – соответственно в течение 1 и 8 лет поддержания

сопряжения

Сопряжение конвейерного штрека № 410 с заездом на грузовой уклон № 4 шахты «Замчаловская» ОАО «Гуковуголь» пройдено в 1999 г. буровзрывным способом по пласту K_2^H в горно-геологических условиях, аналогичных условиям сооружения и поддержания сопряжения конвейерного штрека № 408 с заездом на грузовой уклон № 4. Первоначально сопряжение было выполнено в виде примыкания, а после углубки грузового уклона № 4 ниже горизонта конвейерного штрека № 410 – в виде пересечения. Конвейерный штрек № 410, (основная выработка), пройден по пласту K_2^H с нижней подрывкой. Максимальные размеры поперечного сечения указанной ветви сопряжения составляют: ширина – 6,1 м; высота – 3,4 м. Грузовой уклон № 4 (пересекающая выработка), также пройден по пласту K_2^H с присечкой его почвы. Максимальные размеры его поперечного сечения на сопряжении составляют: ширина – 5,3 м; высота – 3,2 м. Угол наклона выработки – 17° . Расчётная ширина сопряжения до углубки грузового уклона № 4 ниже горизонта конвейерного штрека № 410 составляла – 7,2 м, после углубки – 8,1 м.

Сопряжение расположено на глубине 870 м. От влияния опорного давления лав № 410 и № 412 оно охраняется целиком шириной 70 м (в соответствии с рис. 6.24) – менее $0,1 \cdot H$, то есть подвержено влиянию очистных работ. Проектный срок службы сопряжения – 15 лет.

В паспорте сооружения сопряжения удельная несущая способность и плотность анкерной крепи были приняты на основании расчётов по Инструкции [119] с применением метода экстраполяции табличных данных, а длина анкеров – на основании изучения опыта крепления подготовительных выработок уклонной панели № 4.

При сооружении сопряжения в кровлю были установлены распорно-замковые анкеры (типа АШ-1) длиной 1,8 м по сетке $1,0 \times 1,0$ м. В качестве опорного элемента анкерной крепи использовались металлические плитки размером $150 \times 150 \times 8$ мм. Бурение шпуров для установки анкеров производилось с помощью перфораторов типа ПТ-48м коронками КДП-43.

Установка анкеров осуществлялась с помощью кольца на металлической проволоке.

Контроль прочности закрепления в шпурах распорно-замковых анкеров осуществлялся с помощью штанговывергивателя ПКА-1 конструкции КузНИУИ. Испытаниями восьми анкеров, выполненными в период сооружения сопряжения, установлено, что усилие натяжения анкеров составляло 12,7-25,5 кН (в среднем – 19,2 кН), то есть, было меньше рассчитанного по Инструкции [117] значения (40 кН). Нагружение каждого анкера прекращалось при его вытягивании из шпура на 40 мм (согласно требованию Инструкции [117]). Фактическая деформационно-силовая характеристика распорно-замковых анкеров типа АШ-1, установленных с помощью металлического кольца на проволоке, представлена на рис. 6.29.

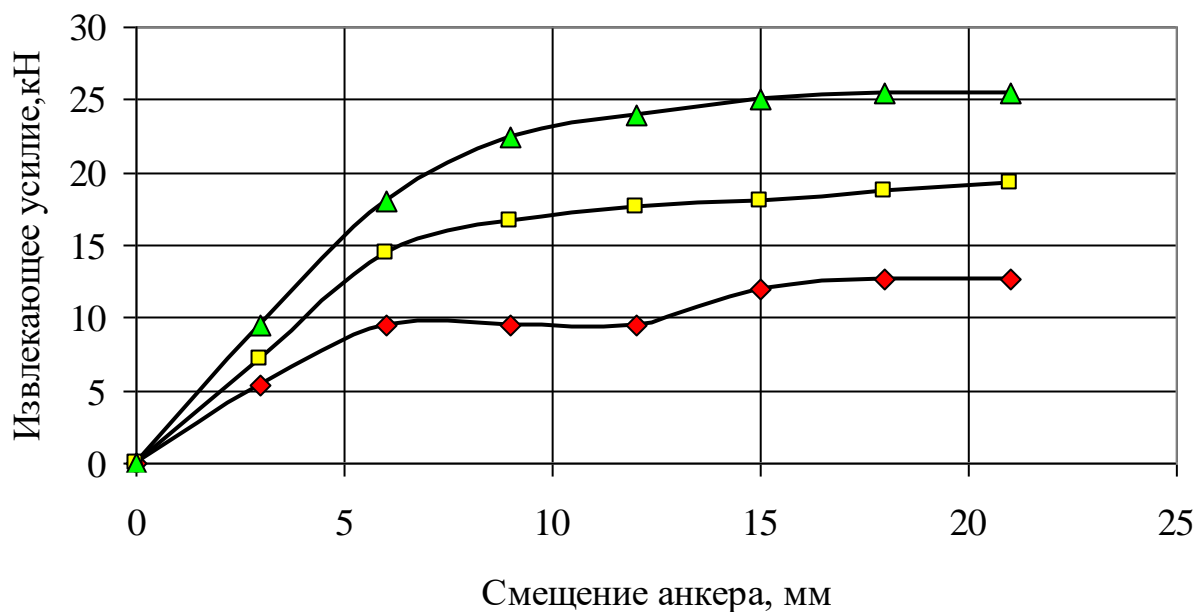


Рис. 6.29. Деформационно-силовая характеристика анкеров АШ-1, установленных с помощью металлического кольца на проволоке

Натяжение анкеров исследовалось на 20 образцах с помощью динамометрического ключа конструкции ДонУГИ. Предварительное (начальное) значение усилия натяжения изменялось в пределах 1,5-14,3 кН (среднее значение – 8,2 кН) вне зависимости от места расположения анкера в кровле сопряжения.

Осмотром состояния элементов анкерной крепи выработки было установлено, что 15 % анкеров не были укомплектованы гайками и опорными плитками. Визуальные наблюдения за породными обнажениями показали отсутствие вывало-, заколо- и трещинообразования, «коржения» и других признаков отрицательных проявлений горного давления.

В результате инструментальных измерений было установлено, что в период проходки (три месяца) смещения породного контура кровли сопряжения в его центральной части составили 25 мм.

В период сооружения сопряжения и его поддержания вне зоны влияния очистных работ были проведены исследования механизма расслоений и структуры пород кровли сопряжения с помощью прибора типа РВП 457. На основании осмотра стенок восьми шпуров длиной по 3 м, пробуренных в породы кровли основной и примыкающей выработок вдоль их геометрических осей с интервалом 3 м, установлено, что трещины расслоения и углефицированные прослои отсутствуют. На расстоянии 1,2 м от поверхности кровли сопряжения наблюдалась смена литологического состава – плавный, постепенный переход в направлении сверху вниз от песчаника к песчаному сланцу.

Исследования показали, что, несмотря на низкую несущую способность анкерной крепи и значительный фактический пролёт сопряжения (7,2 м), породы его кровли сохранили устойчивость и монолитность в период сооружения и поддержания вне зоны влияния очистных работ (три года). В связи с планируемым увеличением расчётного пролёта сопряжения до 8,1 м при углубке грузового уклона № 4 ниже горизонта конвейерного штрека № 410 и с учётом влияния опорного давления лав № 410 и № 412 в последующие периоды поддержания, были рекомендованы следующие мероприятия:

- произвести оборку боков от нависших кусков породы;
- переустановить распорно-замковые анкеры с помощью монтажной трубы способом [91];

- обеспечить натяжение распорно-замковых анкеров не менее 40 кН;
- доукомплектовать распорно-замковые анкера недостающими элементами (металлическими опорными плитками и гайками);
- дополнительно установить в кровлю сопряжения анкерную сталеполимерную крепь (табл. 6.1)
- организовать систематические наблюдения за состоянием приконтурного массива, породных обнажений и анкерной крепи.

Таблица 6.1

Параметры анкерной крепи сопряжения конвейерного штрека № 410 с грузовым уклоном № 4 шахты «Замчаловская»

Наименование параметров	Значения параметров		
	рассчитанных по Инструкции [117]	фактических	рекомендуемых (дополнительная крепь)
1	2	3	4
<i>Для кровли сопряжения</i>			
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная	Распорно-замковая АШ1	Сталеполимерная АСГ1 (типоразмер резьбы – М20)
Место установки анкеров	По всему сопряжению	По всему сопряжению	Между рядами анкеров АШ1
Длина анкера, м	2,4	1,8	2,2
Несущая способность анкера $N_{ак}$, кН	93	53	93
Удельная несущая способность анкерной крепи, кН/м ²	100	53	47
Плотность анкерования, анк./м ²	1,0	1,0	0,5
Расстояние между анкерами в ряду, м	1,0	1,0	1,0
Расстояние между рядами анкеров, м	1,0	1,0	2,0
Опорный элемент	Металлические полосовые подхваты	Металлические плитки размером 150x150x8мм	Металлические полосовые подхваты размером 5200x150x6 мм
Податливый элемент	Сминающейся при нагрузке 74 кН	Отсутствует	Опорная пластина АСГ1.004 толщиной 4 мм с ходом податливости 17 мм при нагрузке 100 кН

Затяжка	Металлическая решетчатая	Отсутствует	Не устанавливается
Угол отклонения крайних в рядах анкеров от нормали к поверхности кровли	15-20°	0-10°	10-20°

Переустановка распорно-замковых анкеров предложенным способом [91] значительно повысила прочность их закрепления в шпурах (рис. 6.30).

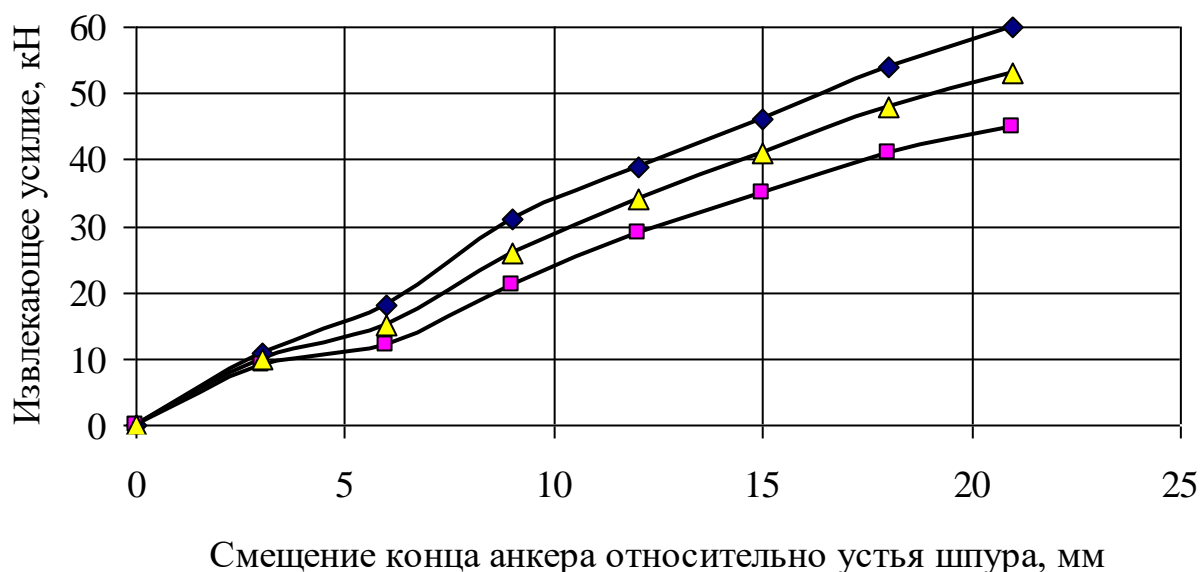


Рис. 6.30. Деформационно-силовая характеристика распорно-замковых анкеров АШ-1, установленных с помощью монтажной трубы [124]

Испытания шести анкеров показали, что при смещении резьбового конца анкера относительно устья шпура на 20 мм данный показатель изменялся в пределах от 45 до 60 кН (среднее значение – 53 кН).

Усилие предварительного натяжения анкеров, созданного при их переустановке, составляло 38-44 кН (в среднем – 41 кН). Однако с течением времени при поддержании сопряжения вне зоны влияния очистных работ отмечалось уменьшение усилия натяжения анкеров до 18-31 кН (в среднем – до 24 кН). Это было обусловлено перераспределением нагрузки на дополнительно установленную анкерную сталеполимерную крепь и низкой интенсивностью проявлений горного давления.

Испытания трёх сталеполимерных анкеров АСГ1 с типоразмером резьбы М20 показали, что фактическая прочность их закрепления в шпурах (110-120 кН при смещении резьбового конца анкера относительно устья на 10 мм) превышает расчётное значение данной механической характеристики (93 кН). Фактическая деформационно-силовая характеристика сталеполимерных анкеров показана на рис. 6.31.



Рис. 6.31. Деформационно-силовая характеристика сталеполимерных анкеров АСГ1 с типоразмером резьбы м 20 на концах

Наблюдениями, проведёнными в период с 1999 по 2005 гг., установлено, что в течение шести лет поддержания сопряжения состояние его породных обнажений и приконтурного массива остаётся устойчивым. В породах кровли отсутствуют трещины расслоения, вывалы, заколы. Смещения породного контура кровли в центральной части сопряжения после его сооружения увеличились на 28 мм и составили 53 мм (рис. 6.32).

Анкерная крепь была работоспособна: разрывы стержней и опорных элементов не зафиксированы; фактическое натяжение сталеполимерных и распорно-замковых анкеров, составляющее соответственно 35-67 и 18-34 кН (рис.6.33-6.34), не превышает их расчётную несущую способность (соответственно 93 и 50 кН).

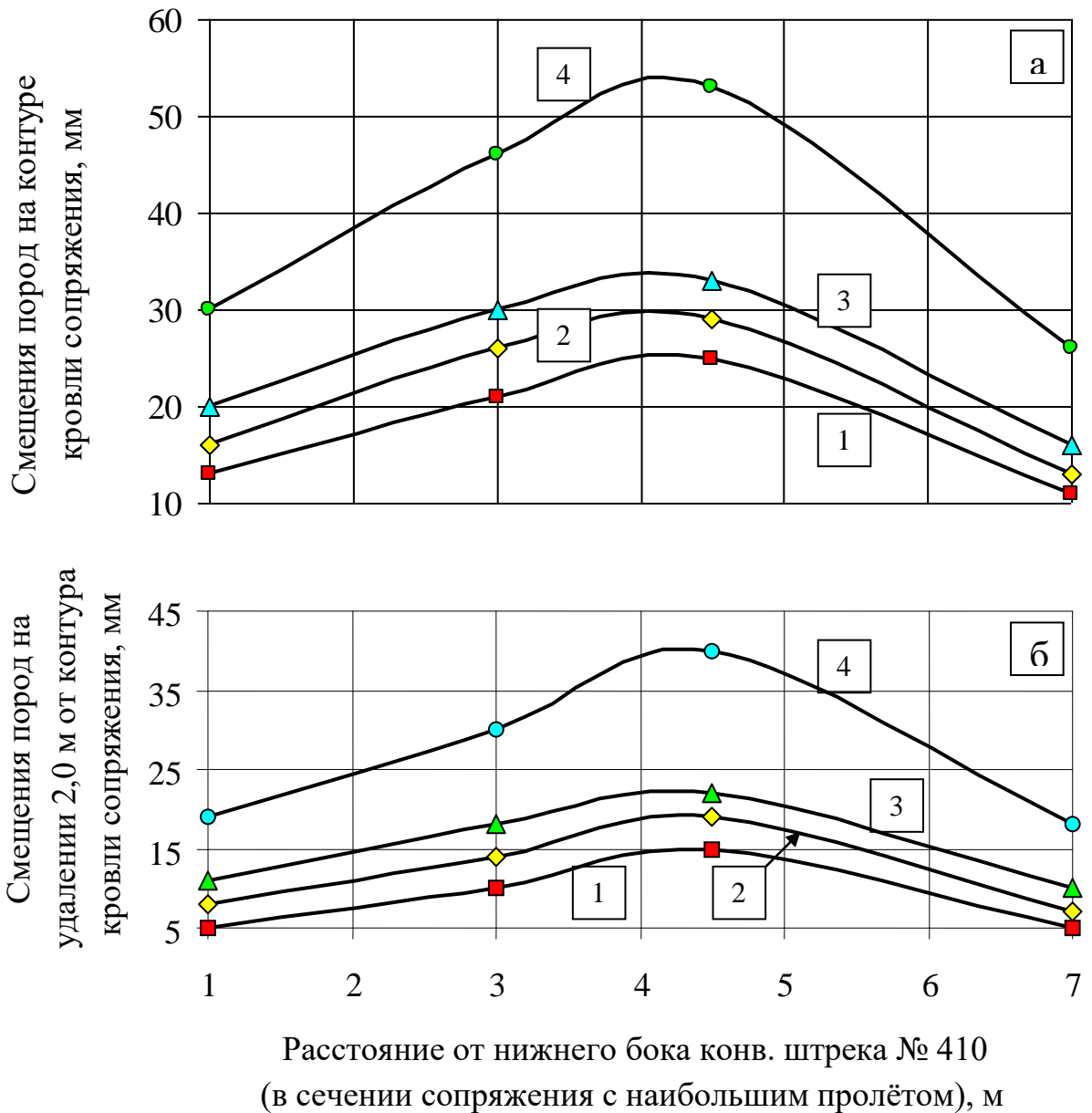


Рис. 6.32. Смещения пород кровли сопряжения конвейерного штрека № 410 с грузовым уклоном № 4:

1 – в период походки сопряжения (до горизонта конвейерного штрека № 410); 2, 3 и 4 – при поддержании сопряжения в течение соответственно 1, 3 и 6 лет

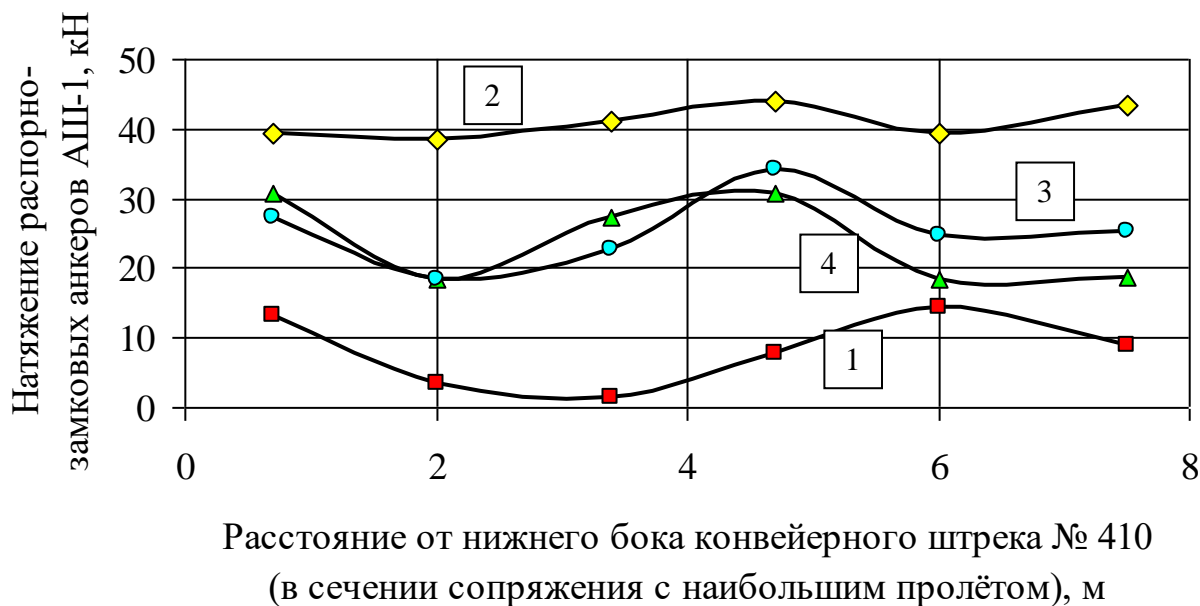


Рис. 6.33. Натяжение распорно-замковых анкеров АШ-1:

1 – предварительное, при некачественной установке анкеров с помощью металлического кольца на проволоке (период проходки, 0,25 года); 2 – предварительное, при переустановке анкеров способом [124] (1 год поддержания сопряжения); 3 и 4 – при поддержании сопряжения в течение 3 и 6 лет соответственно



Рис. 6.34. Натяжение сталеполимерных анкеров АСГ1:

1 – предварительное (спустя 1 год поддержания сопряжения); 2 – спустя три года поддержания сопряжения; 3 – спустя шесть лет поддержания сопряжения

Широкий комплекс исследований работоспособности анкерной крепи был реализован при сооружении и поддержании камер № 1 и № 2 водоотливного комплекса (ВОК) гор. –500 м шахты «Обуховская» ОАО «Шахтоуправление «Обуховская». Камеры пройдены буровзрывным способом по породам кровли пласта K_2 от восточного коренного штрека (ВКШ) гор. – 500 м к водосборнику. Глубина их заложения – 737 м. Проектный срок службы водоотливного комплекса гор. –500 м составляет 25 лет.

Угольный пласт K_2 мощностью 1,10-1,20 м, залегающий под углом 11-12°, представлен антрацитом с пределом прочности на одноосное сжатие 20-30 МПа. Над пластом залегают «ложная» кровля, представленная глинистым сланцем мощностью 0,05-0,10 м, имеющим предел прочности на одноосное сжатие 60 МПа и не имеющим механической связи с вышележащей толщей пород.

Непосредственная кровля сложена среднеустойчивым, слаботрещиноватым (1-2 трещ./ м²) песчаным сланцем мощностью 0,2-1,0 м, имеющим предел прочности на одноосное сжатие 70-90 МПа. Основная кровля представлена устойчивым песчаником мощностью 8-9 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 120-140 МПа. Водовыделения из кровли не наблюдаются.

Почва пласта сложена песчаным сланцем мощностью 1,5-3,2 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 80-100 МПа. Стратиграфически ниже залегают водобильный песчаник мощностью более 10 м, характеризующийся прочностью на одноосное сжатие 120-140 МПа.

ВКШ гор. –500 м пройден буровзрывным способом с присечкой пород кровли и почвы пласта K_2 . Участки выработки, сопрягающиеся с камерами № 1 и № 2, пройдены в марте-апреле 1992 г. Форма поперечного сечения выработки – сводчатая. Её размеры вчерне составляют: ширина – 5,6-6,0 м; высота – 4,0 м. Крепь – анкерная распорно-замковая типа АШ1 в сочетании с металлической арочной типа КМП-А3 (АП-18,3). Параметры анкерной распорно-замковой крепи кровли штрека следующие: длина анкеров – 1,8 м; число анкеров в ряду – 6 шт.; расстояние между рядами анкеров – 1 м; тип опорного элемента –

металлическая плитка размером 150 x 150 x 8 мм. Бока ВКШ гор. –500 м не были заанкерованы. Рамы арочной крепи установлены с шагом 0,9 м, затяжка боков и кровли – железобетонная.

Водосборник, входящий в состав ВОК, был сооружен трапециевидным поперечным сечением (вертикальные бока, наклонная кровля) по пласту K_2 со смешанной подрывкой боковых пород в феврале-марте 2001 г. Ширина выработки вчерне составляет 5,0 м, высота посередине сечения – 3,35 м. Кровля водосборника закреплена сталеполимерными анкерами А20В длиной 2,0 м. Число анкеров в ряду – 5 шт. Расстояние между рядами анкеров – 1,0 м. В качестве опорного элемента анкерной крепи использованы металлические плитки размером 150x150x8 мм. Решетчатая затяжка в кровле не устанавливалась. Бока водосборника не были закреплены.

Первоначально планировалось сооружение камер № 1 и № 2 в соответствии с разработанными техническими службами шахты «Обуховская» и ЗАО «Управление горных работ» (ЗАО «УГР») «Проектом реконструкции водоотливного комплекса гор. – 500 м». Данный проект предусматривал сооружение двух камер шириной 8,9 м каждая и высотой 4,7 м вчерне. В период их сооружения в качестве временной крепи предполагалось применение железобетонной анкерной крепи (параметры её в проекте не были указаны), а в качестве основной – бетонной крепи толщиной 300 мм. Сопряжения камер с восточным коренным штреком расчётной шириной до 10 м рекомендовалось крепить металлическими арками, верхняки которых должны опираться на камерную раму из двутавровых балок, установленную на стойках из труб большого диаметра. На сопряжениях камер с водосборником с расчётной шириной до 9,5 м планировалось устанавливать анкеры в качестве временной крепи, а в качестве постоянной крепи – возводить бетонную оболочку толщиной 300 мм.

Ввиду того, что применение анкерной крепи в камерах с расчётной шириной 8 м и более выходит за область действия рекомендаций Инструкции [106], реализация указанного проекта являлась незаконной. Согласно п. 2.5

Инструкции [106] в таком случае применение анкерной крепи следует производить по индивидуальным проектам, разрабатываемым на основе рекомендаций организаций, имеющих соответствующие лицензии. В рекомендациях с учётом специфики и сложности условий должны предусматриваться дополнительные меры безопасности и постоянные наблюдения за проявлениями горного давления и состоянием крепи для принятия, (при необходимости), оперативных решений по её усилению. В связи с этим возникла необходимость в разработке специальных рекомендаций по креплению анкерами камер № 1 и № 2 ВОК гор. –500 м.

Применение анкерной крепи в самостоятельном виде позволяло уменьшить ширину каждой камеры до 8,4 м, высоту – до 4,5 м, снизить трудоёмкость работ и сократить сроки строительства объектов.

С целью оценки возможности крепления анкерами указанных камер и их сопряжений сотрудниками ОАО «ШахтНИУИ» были выполнены предварительные исследования состояния породного контура и анкерной крепи в восточном коренном штреке и в водосборнике на участке их сопряжения с проектируемой камерой № 2 водоотливного комплекса.

В результате проведенных исследований установлено, что в кровле камер № 1 и № 2 ВОК гор. –500 м повсеместно будет залегать устойчивый массивный песчаник с пределом прочности на одноосное сжатие 120-140 МПа. Несмотря на большой пролёт (до 6 м) и срок службы ВКШ гор. –500 м (8 лет), при осмотре с помощью оптического прибора типа РВП457 стенок шпуров глубиной 2,6 м, пробуренных в кровлю по геометрической оси выработки, ослабленных контактов и трещин расслоения не было обнаружено. Аналогичный результат дала техническая эндоскопия пород кровли водосборника ВОК гор. – 500 м.

Визуальными наблюдениями за состоянием кровли выявлено отсутствие заколов, отслоений пород, а также водовыделений из неё.

Инструментальные исследования работоспособности распорно-замковой анкерной крепи, установленной в кровлю ВКШ гор. –500 м, показали её низкую

несущую способность (10-40 кН, в среднем – 24 кН). Поэтому для крепления камер и сопряжений рекомендовалось использовать сталеполимерные анкеры с более высокой несущей способностью.

Оценка степени коррозионного износа анкерной распорно-замковой крепи показали, что средняя скорость коррозии стержней и опорных плиток, несмотря на длительное затопление выработки, невелика и не превышает 0,2 мм/год. Скорость коррозии будет иметь ещё меньшее значение при нанесении на элементы анкерной крепи антикоррозионного покрытия.

Таким образом, горно-геологические условия являлись благоприятными для применения в камерах № 1 и № 2 сталеполимерной анкерной крепи.

На основании анализа фрактальной модели породного массива в окрестности выработок ВОК гор. – 500 м, и учитывая опыт применения анкерной крепи в близких условиях, были рекомендованы параметры анкерной крепи камер № 1 и № 2, а также их сопряжений, приведенные в табл. 6.2-6.5. Схемы ее установки показаны на рис. 6.35-6.37.

Таблица 6.2

Параметры анкерной крепи кровли камер № 1 и № 2 ВОК гор. –500 м

Параметры	Значения параметров анкерной крепи кровли ВКШ гор.-500 м	
	рассчитанные по Инструкции[106] с применением метода экстраполяции табличных данных	рекомендуемые ОАО «ШахтНИУИ»
1	2	3
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная	Сталеполимерная АПО-1 или А20В
Несущая способность анкера, кН	100	100
Длина стержня анкера, м	2,7	2,2
Длина закрепления стержня анкера, м	2,6	2,1
Плотность анкерования, анк./м ²	0,87	1,07
Число анкеров в ряду, шт	8	9
Расстояние между рядами анкеров, м	1,1	1,0

Затяжка	Металлическая решетчатая	Не устанавливается
Податливый элемент	Не требуется	Не устанавливается

Продолжение табл. 6.2

1	2	3
Угол отклонения анкеров от нормали к поверхности кровли выработки, град.: крайних в рядах средних в рядах	15-20 в сторону массива 0	10-20 в сторону массива 0
Опорный элемент	Металлические полосовые или желобчатые подхваты длиной, равной ширине камеры, или составные металлические подхваты (верхняки)	Металлические полосовые подхваты размером 2200x120x6 мм и устанавливаемые под подхваты опорные плитки размером 100x100x8 мм
Антикоррозионная защита	Выступающие в выработку концы анкерных стержней, подхваты, гайки и затяжка покрываются антикоррозионным составом	Выступающие в выработку концы анкерных стержней, подхваты и плитки покрываются битумной мастикой

Таблица 6.3

Параметры анкерной крепи кровли ВКШ гор.-500 м
на сопряжениях с камерами ВОК гор. –500 м

Параметры	Значения параметров анкерной крепи кровли ВКШ гор.-500 м	
	рассчитанные по Инструкции[106]	рекомендуемые ОАО «ШахтНИУИ»
1	2	3
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная	Сталеполимерная АПО-1 или А20В
Длина стержня анкера, м	2,7	2,2
Длина закрепления анкера в шпуре, м	2,6	2,1
Плотность анкерования, анк./м ²	0,91	1,17
Число анкеров в ряду, шт.	6	7
Расстояние между анкерами в ряду, м	1,1	1,0
Расстояние между рядами анкеров, м	1,1	1,0
Угол отклонения анкеров от нормали к поверхности кровли выработки, град.: крайних в рядах средних в рядах	15-20 в сторону массива 0	10-20 в сторону массива 0
Затяжка	Металлическая решетчатая, сетчатая или стеклоткань	Не устанавливается

Податливый элемент	Не требуется	Не устанавливается
--------------------	--------------	--------------------

Продолжение табл. 6.3

1	2	3
Опорный элемент	Металлические полосовые или желобчатые подхваты длиной, равной ширине выработки, или составные металлические подхваты	Металлические полосовые подхваты размером 2200x120x6 мм
Антикоррозионная защита	Выступающие в выработку элементы анкерной крепи покрываются антикоррозионным составом	Выступающие в выработку концы анкерных стержней, подхваты и плитки покрываются битумной мастикой

Таблица 6.4

Параметры анкерной крепи кровли водосборника на сопряжениях с камерами № 1 и № 2 ВОК гор. –500 м

Параметры	Значения параметров анкерной крепи	
	рассчитанные по Инструкции	рекомендуемые ОАО «ШахтНИУИ»
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная	Сталеполимерная АПО-1 или А20В
Длина стержня анкера, м	2,7	2,2
Длина закрепления стержня анкера в шпуре, м	2,6	2,1
Плотность анкерования, анк./м ²	0,91	1,20
Число анкеров в ряду, шт.	5	6
Расстояние между рядами анкеров, м	1,1	1,0
Угол отклонения от нормали к поверхности кровли выработки, град.: крайних в рядах средних в ряду	15-20 в сторону массива 0	10-20 в сторону массива 0
Опорный элемент	Металлические полосовые или желобчатые подхваты длиной, равной ширине выработки, или составные металлические подхваты	Металлические полосовые подхваты размером 2200x120x6 мм
Затяжка	Металлическая решетчатая, сетчатая или стеклоткань	Не устанавливается
Податливый элемент	Не требуется	Не устанавливается

Антикоррозионная защита	Выступающие в выработку концы элементы анкерной крепи покрываются антикоррозионным составом	Выступающие в выработку концы анкерных стержней, подхваты и плитки покрываются битумной мастикой
-------------------------	---	--

Таблица 6.5

Параметры анкерной крепи боков камер ВОК гор. –500 м

Параметры	Значения параметров анкерной крепи боков	
	рассчитанные по Инструкции	рекомендуемые ОАО «ШахтНИУИ»
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная	Сталеполимерная АПО1 или А20В
Длина стержня анкера, м	1,6	2,2
Длина закрепления анкера, м	1,5	2,1
Плотность анкерования, анк./м ²	0,42	0,45
Число анкеров в ряду, шт.	3	3
Расстояние между рядами анкеров, м	1,6	1,5
Расстояние от верхнего в ряду анкера до кровли, м	0,5	0,3-0,5
Расстояние между анкерами в ряду, м	1,6	1,5
Угол установки анкеров, град.	15-30 к напластованию	15-20 к горизонтали вверх – для верхних анкеров; 0 к горизонтали – для средних анкеров; 0-20 к горизонтали вниз – для нижних анкеров
Опорный элемент	Металлические полосовые или желобчатые подхваты	Металлические полосовые подхваты размером 1700x120x6 мм и устанавливаемые под подхваты опорные плитки размером 100x100x8 мм.
Податливый элемент	Не требуется	Не устанавливается
Затяжка	Металлическая решетчатая или сетчатая	Не устанавливается
Антикоррозионная защита	Выступающие в выработку элементы анкерной крепи покрываются антикоррозионным составом	Выступающие в выработку концы анкеров, подхваты и плитки покрываются битумной мастикой.

Как видно из табл. 6.2-6.5, рекомендуемые параметры анкерной крепи отличаются от рассчитанных по Инструкции [106] с применением метода экстраполяции табличных данных несколько большей плотностью установки анкеров, уменьшенной длиной и отсутствием затяжки боков и кровли камер № 1 и № 2 и их сопряжений. Увеличение на 20-30 % – для кровли и на 7 % – для боков выработок плотности анкерования принято с учетом опыта крепления

выработок в условиях пласта K_2 на шахтах «Обуховская», «Дальняя», «Замчаловская», в которых

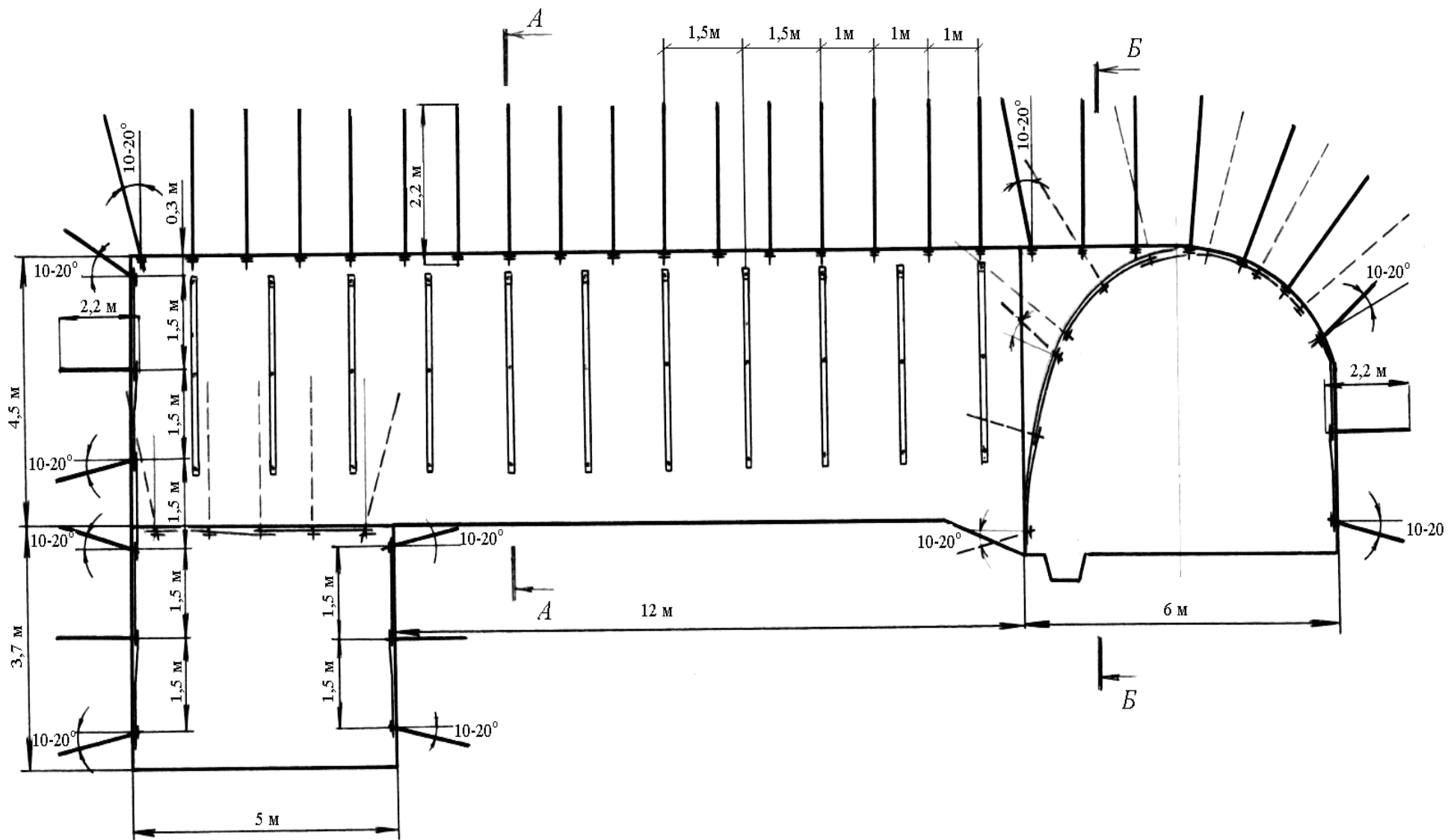


Рис. 6.35. Разрез по продольной оси камеры ВОК гор. – 500 м шахты «Обуховская»

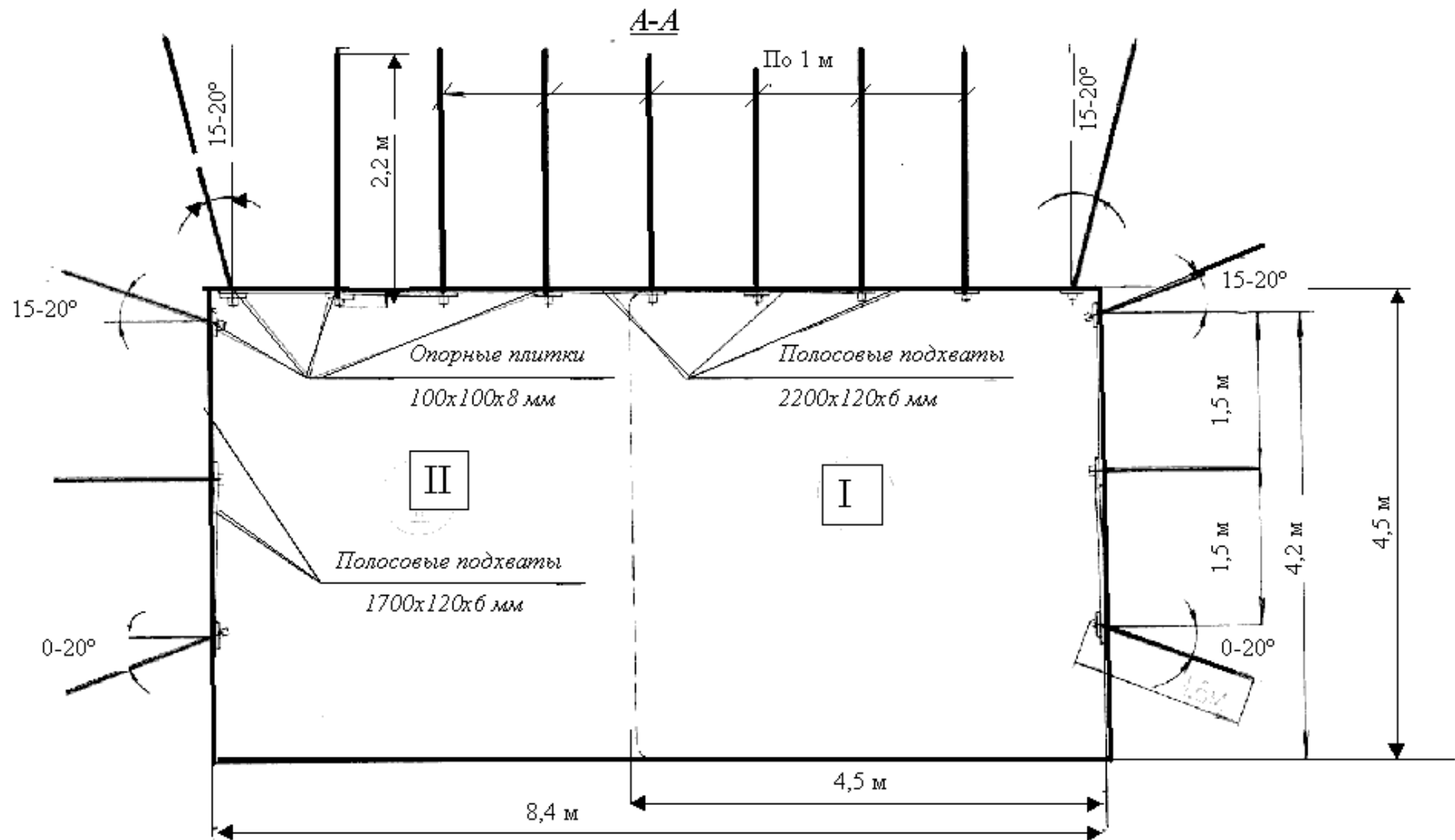


Рис. 6.36. Поперечное сечение камеры водоотливного комплекса горизонта – 500 м шахты «Обуховская»

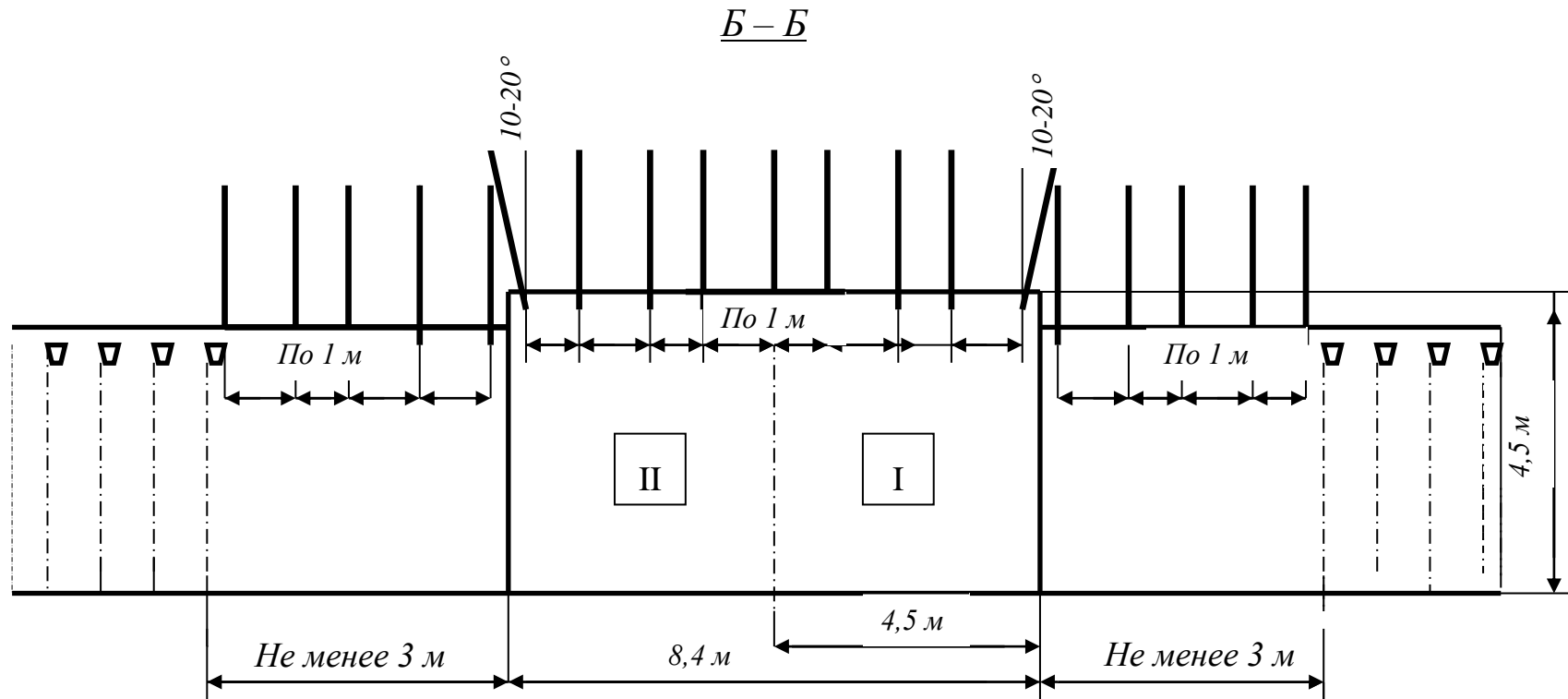


Рис. 6.37. Сечение по продольной оси ВКШ гор. –500 м на сопряжении с камерой ВОК гор. – 500 м шахты «Обуховская»

нагрузка на анкерную крепь вне зоны влияния очистных работ достигала 100 кН/м².

Практика применения анкерной крепи показала нецелесообразность использования в горно-геологических условиях сооружения ВОК-гор. –500 м затяжки. Это объясняется достаточной устойчивостью породных обнажений, особенно при применении подхватов, а также повреждением затяжки при ведении буровзрывных работ по крепким породам.

Технология работ по сооружению камер № 1 и № 2 и их сопряжений реализовывалась в следующей последовательности.

В первую очередь производилось крепление участков ВКШ гор.–500 м, примыкающих к камерам (протяженностью по 3 м в обе стороны от них), сталеполимерными анкерами в соответствии с приведенными рекомендациями (табл. 6.3). Затем, с использованием буровзрывных работ, присекалась кровля ВКШ на участке, расположенном в створе с камерой № 2 до уровня её кровли. В кровлю этого участка штрека устанавливалась анкерная сталеполимерная крепь с параметрами, приведенными в табл. 6.2.

Крепление сталеполимерными анкерами водосборника на сопряжениях с камерами № 1 и № 2 осуществлялось в соответствии с данными табл. 6.4 до начала сооружения камер. Перед сооружением камер № 1 и № 2 в водосборнике поперёк его сечения вдоль проекций стенок камер на кровлю водосборника дополнительно устанавливалась под брус «органичная» крепь из деревянных стоек диаметром 20 см в количестве 5 шт. на 1 м.

Каждая камера водоотлива сооружалась в два этапа. На первом этапе осуществлялось проведение опережающей выработки шириной 4,4 м и высотой 4,5 м. Западный бок опережающей выработки совпадал с западной стенкой камеры. При проведении этой выработки производилось крепление западного бока (в соответствии с рекомендациями, приведенными в таблице 6.5) и кровли сталеполимерными анкерами. В кровлю опережающей выработки устанавливалось по пять анкеров под два подхвата размером

2200x120x6 мм каждый. Восточный бок опережающей выработки не крепился.

После проведения опережающей выработки на проектную длину камеры осуществлялось крепление бока водосборника выше уровня почвы камеры анкерами с параметрами, приведенными в табл. 6.5. Затем производилось расширение выработки в восточную сторону до проектной ширины камеры 8,4 м. При этом дополнительно в каждом ряду устанавливались по четыре анкера под два подхвата с тем, чтобы параметры анкерной крепи кровли камеры соответствовали рекомендациям (табл. 6.2). При расширении выработки производилось анкерование восточного бока камеры и её торцевой южной стенки согласно рекомендациям.

После проведения и крепления анкерами камер № 2 и № 1 возводилась монолитная бетонная крепь боков водосборника ниже уровня почвы камер в соответствии с «Проектом реконструкции водоотливного комплекса ВКШ гор. –500 м», разработанным шахтой «Обуховская» и согласованным с ООО «Геос».

Ввиду того, что по расчётному пролёту сопряжения камер № 1 и № 2 с ВКШ гор. –500 м и водосборником выходят за границы области действия рекомендации Инструкции [117], крепление анкерами выработок ВОК гор. – 500 м рассматривалось как экспериментальное. Поэтому, с целью обеспечения безопасности работ и возможной корректировки параметров крепи, ОАО «ШахтНИУИ» осуществлял систематический контроль состояния заанкерванной толщи пород на шести замерных станциях, оборудованных при содействии ЗАО «УГР» по геометрическим осям каждой камеры. Кроме того, осуществлялся постоянный контроль состояния анкерной крепи, включая оценку прочности закрепления анкеров и степени коррозионного износа её элементов. Частота наблюдений составляла не менее одного раза в неделю – в период сооружения выработок, не реже одного раза в месяц – в течение шести месяцев после проходки камер и два раза в год – в последующие периоды их поддержания. Результаты контроля

несущей способности сталеполимерных анкеров приведены на рис. 6.38-6.39, а результаты исследований проявлений горного давления в камерах – на рис. 6.40-6.43.

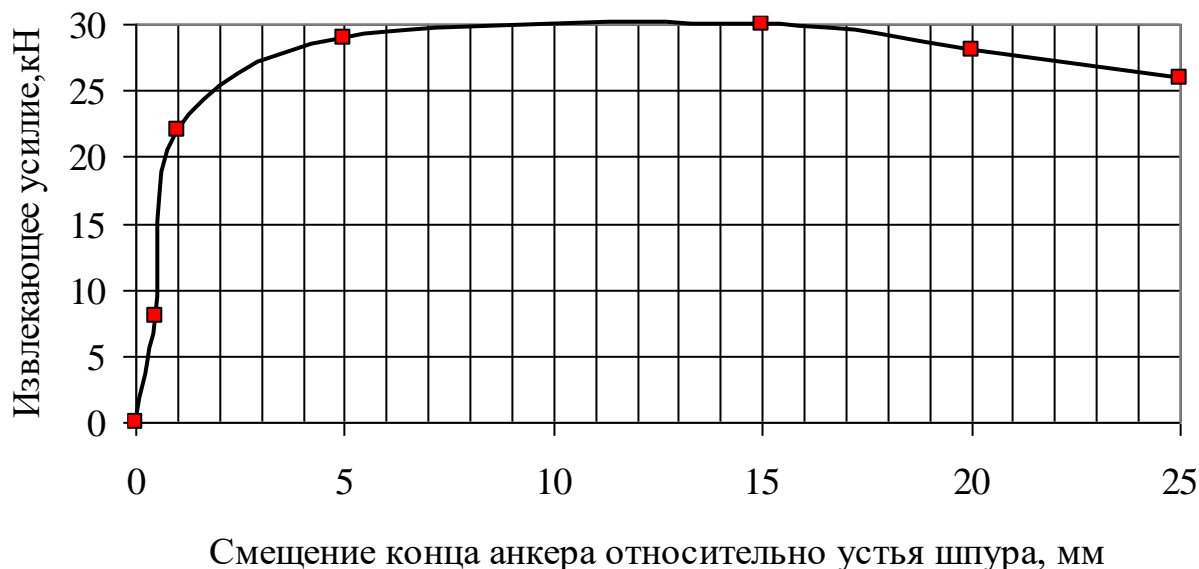


Рис. 6.38. Деформационно-силовая характеристика сталеполимерных анкеров А20В, некачественно установленных в кровлю камеры № 2 ВОК гор. –500 м вначале её проходки

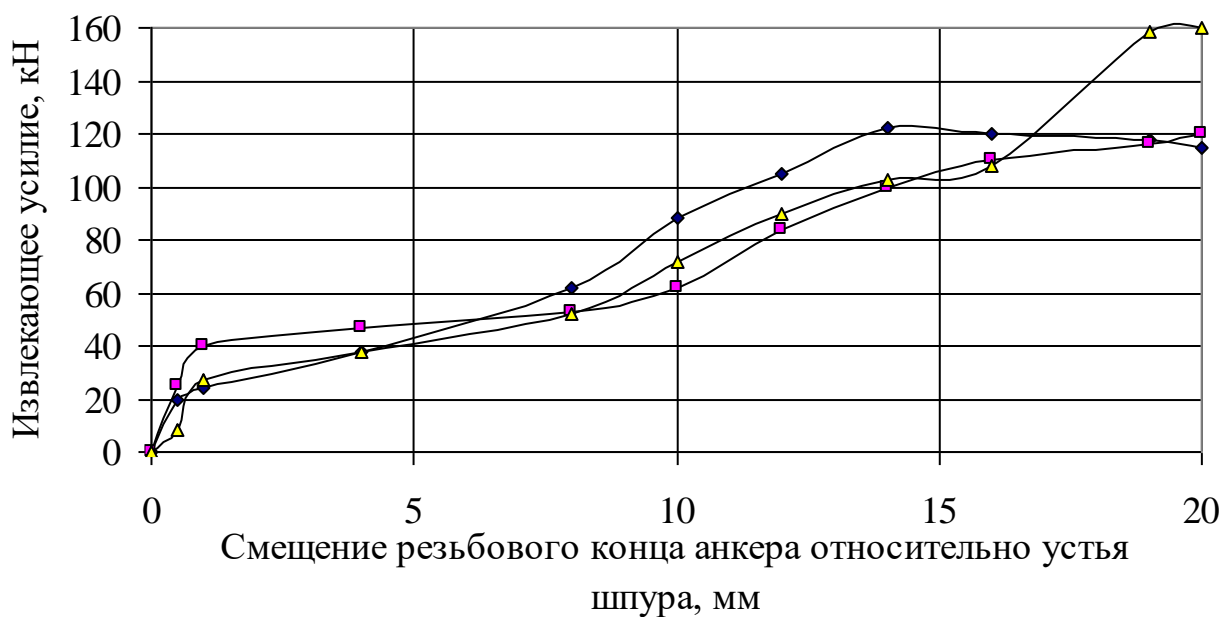


Рис. 6.39. Деформационно-силовая характеристика сталеполимерных анкеров А20В, установленных в кровлю и бока камеры № 2 ВОК гор. –500 м после корректировки технологии крепления

Испытания трёх анкеров А20В, установленных в кровлю камеры № 2 ВОК гор. –500 м вначале её сооружения (2 апреля 2001 г.), показали низкую прочность их закрепления в шпурах (рис. 6.38). Бурение шпуров и собственно установка анкеров производились с помощью перфоратора ПТ-48. На вращение введённого в шпур анкерного стержня затрачивалось 10-20 с времени. Закрепление анкерного стержня в шпуре осуществлялось на участке длиной 0,8 м двумя ампулами: АП-1-330У (первая от забоя шпура) и АП 1-470 (вторая от забоя шпура) производства ООО «Фосрок ТПС».

Низкая прочность закрепления анкеров А20В объяснялась существенным конструктивным недостатком – отсутствием на их концах срезов под углом 45° к продольной оси. Не исключалось также, что негативное влияние на прочность закрепления стержней в шпурах оказывало недостаточное время перемешивания компонентов вяжущего состава.

Стендовыми испытаниями было установлено, что при использовании перфоратора ПТ-48 продолжительность смешивания содержимого ампул в шпуре должна быть не менее 30 с.

После реализации определенных корректировок были проведены повторные исследования прочности закрепления в шпурах трёх произвольно выбранных анкеров А20В (рис. 6.39). Исследования показали, что данная силовая характеристика имеет значение 120-160 кН (в среднем 135 кН), то есть, имело место превышение расчетного значения несущей способности анкерной крепи (100 кН).

Конструкция применяемых сталеполимерных анкеров А20В не позволила исследовать с помощью динамометрического ключа их натяжение. Вместе с тем, визуальные наблюдения показали, что в течение всего времени поддержания камер наличия перегруженных анкеров со смятыми податливыми или разорванными опорными элементами не было отмечено.

Технической эндоскопией пород кровли камер установлено, что наиболее интенсивное их расслоение происходило после «раскашивания» опережающей выработки до ширины 8,4 м (в течение полугода от начала

сооружения). Наблюдалось появление и раскрытие двух трещин, удалённых от контура кровли на 0,85-1,25 м. Одной из причин расслоения кровли камер являлось нарушение технологической дисциплины при выполнении работ по креплению (чрезмерное отставание крепи, оставление на подхватах отбитых кусков породы, недостаточное предварительное натяжение анкеров, закрепление анкерных стержней не по всей длине шпуров). Для предотвращения дальнейшего развития процесса расслоений пород кровли было рекомендовано выровнять бока и кровлю выработки и после этого произвести затягивание гаек на анкерах для прижатия подхватов к кровле с усилием не менее 30-40 кН. Кроме этого, предлагалось установить дополнительно два ряда сталеполимерных анкеров длиной 2,8 м под полосовые подхваты, ориентированные вдоль продольных осей камер. После выполнения данных мероприятий отмечалась стабилизация процесса деформирования пород (рис. 6.40-6.41).

Наибольшее развитие процесса расслоения пород кровли имело место вблизи северного бока ВКШ гор. – 500 м на его сопряжениях с камерами. Это было обусловлено частичной присечкой пород кровли при формировании сводчатого поперечного сечения выработки. Ещё в период проведения опережающей выработки глубина расслоений достигала 0,85 м, а суммарное раскрытие девяти трещин составляло 2,8 мм. В последующие периоды поддержания сопряжения ВКШ гор. – 500 м с камерой № 2 ширина раскрытия достигала 7,5 мм. В этой связи было предложено дополнительно установить на сопряжениях с камерами металлическую подпорную крепь с затяжкой боков и кровли.

Смещения пород на контуре кровли камер посередине их пролётов в протяженной части составили за всё три года поддержания 22 мм, а на сопряжении с ВКШ горизонта – 500 м – 15 мм.

Таким образом, расслоения и смещения пород кровли камер и их сопряжений с ВКШ горизонта – 500 м оказались значительно меньше максимально допустимых значений (50 мм по расчету), что свидетельствует

о соответствии фактических параметров крепи данных выработок горно-геологическим и горнотехническим условиям их поддержания.

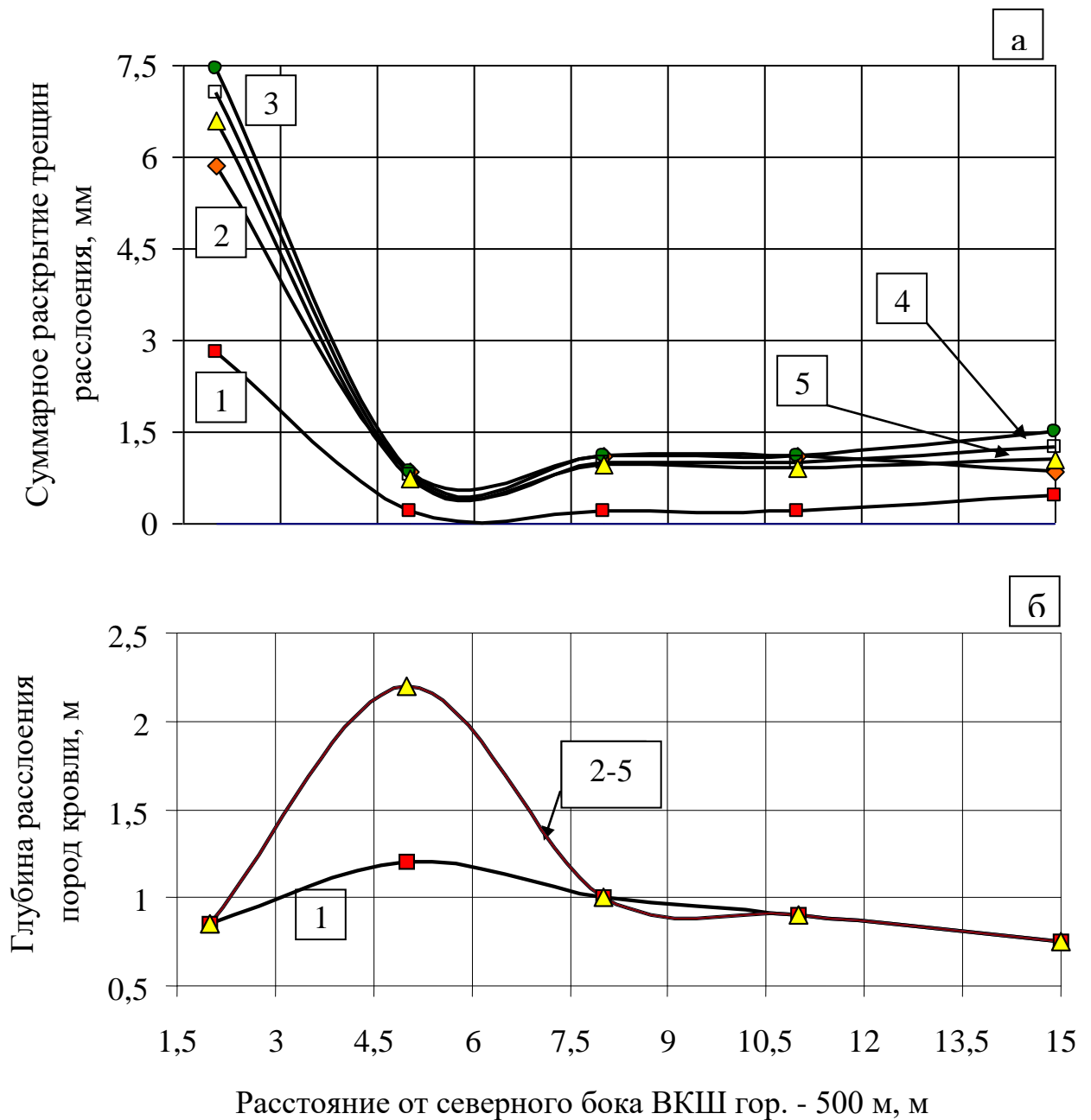


Рис. 6.40. Графики расслоений пород кровли камеры № 1 ВОК гор. –500 м вблизи её продольной геометрической оси:

- 1 – в период проходки опережающей выработки шириной 4,5 м (0,1 г.);
- 2 – в период раскашивания восточного бока опережающей выработки до проектной ширины камеры 8,4 м (0,2 г.);
- 3-5 – при поддержании камеры в течение соответственно 0,5; 1,0 и 3,0 лет

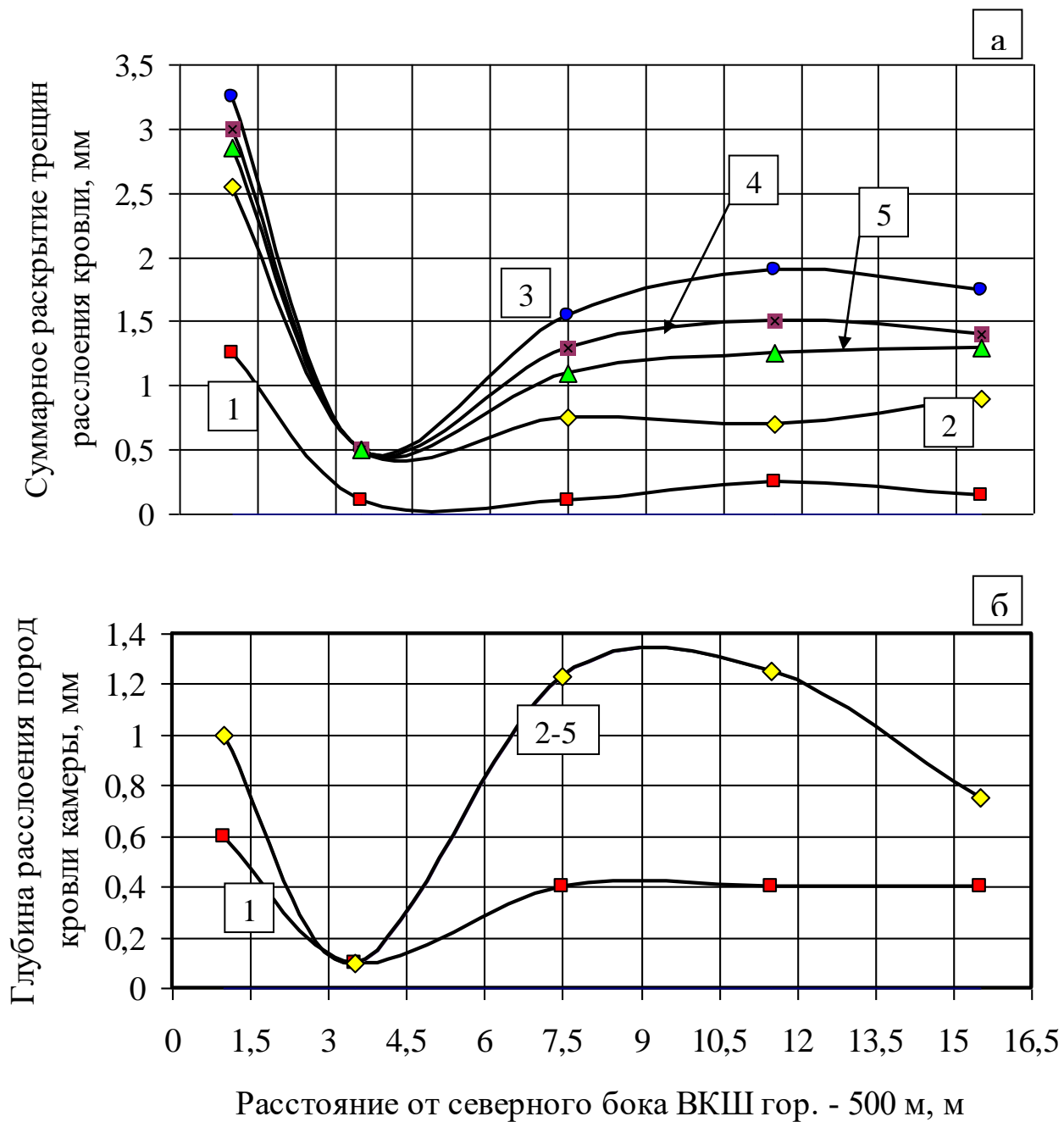


Рис. 6.41 – Графики расщелений пород кровли камеры № 2 вблизи её продольной геометрической оси:

1 – в период проходки опережающей выработки шириной 4,5 м (0,1 г.);
 2 – в период расквашивания восточного бока опережающей выработки до проектной ширины камеры 8,4 м (0,2 г.); 3-5 – при поддержании камеры в течение соответственно 0,5; 1,0 и 3,0 лет

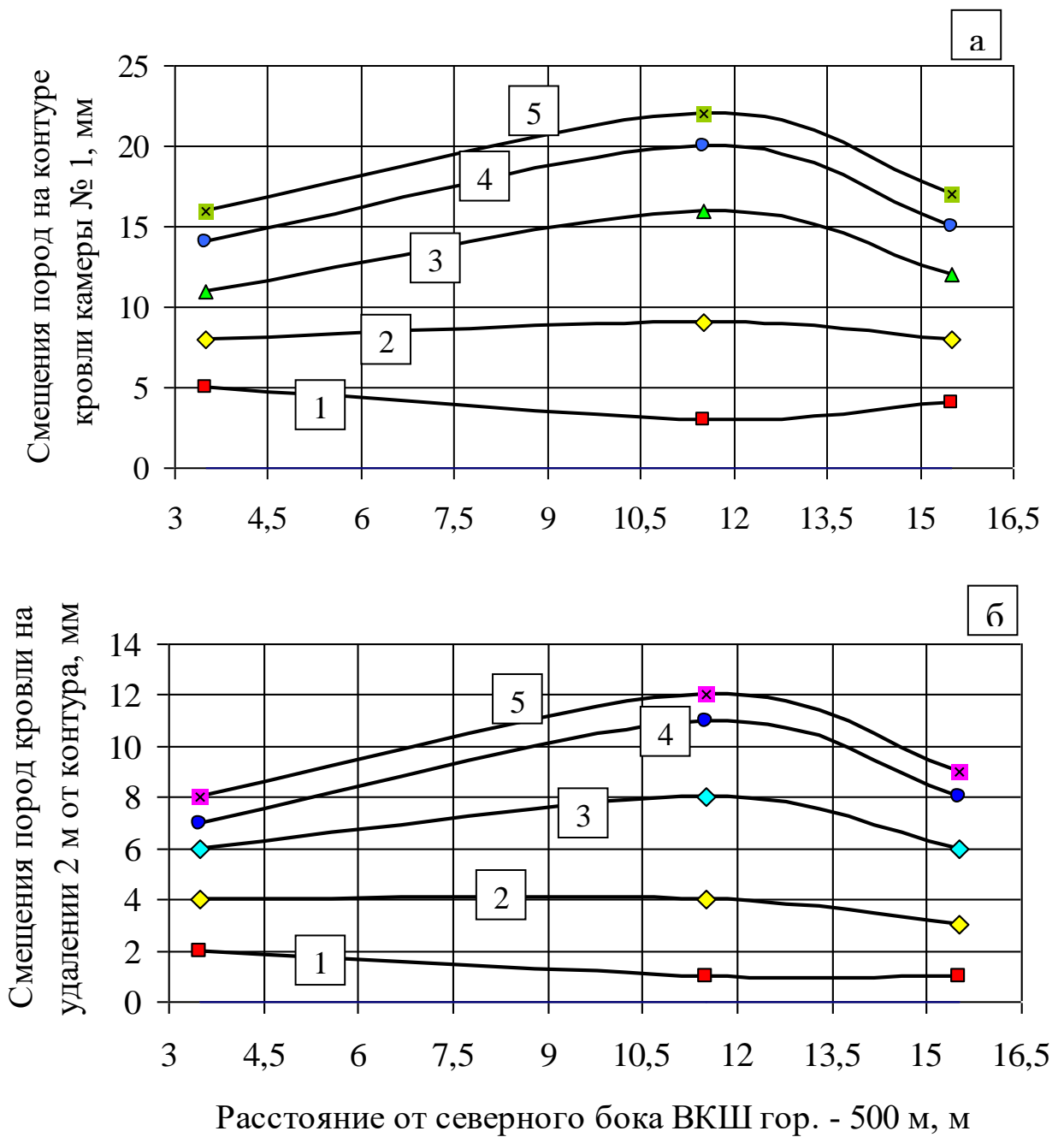


Рис. 6.42. Графики смещений пород кровли камеры № 1 ВОК гор. – 500 м шахты «Обуховская»:

- 1 – в период проходки опережающей выработки шириной 4,5 м (0,1 г.);
- 2 – в период раскашивания восточного бока опережающей выработки до проектной ширины камеры 8,4 м (0,2 г.);
- 3-5 – при поддержании камеры в течение соответственно 0,5; 1,0 и 3,0 лет

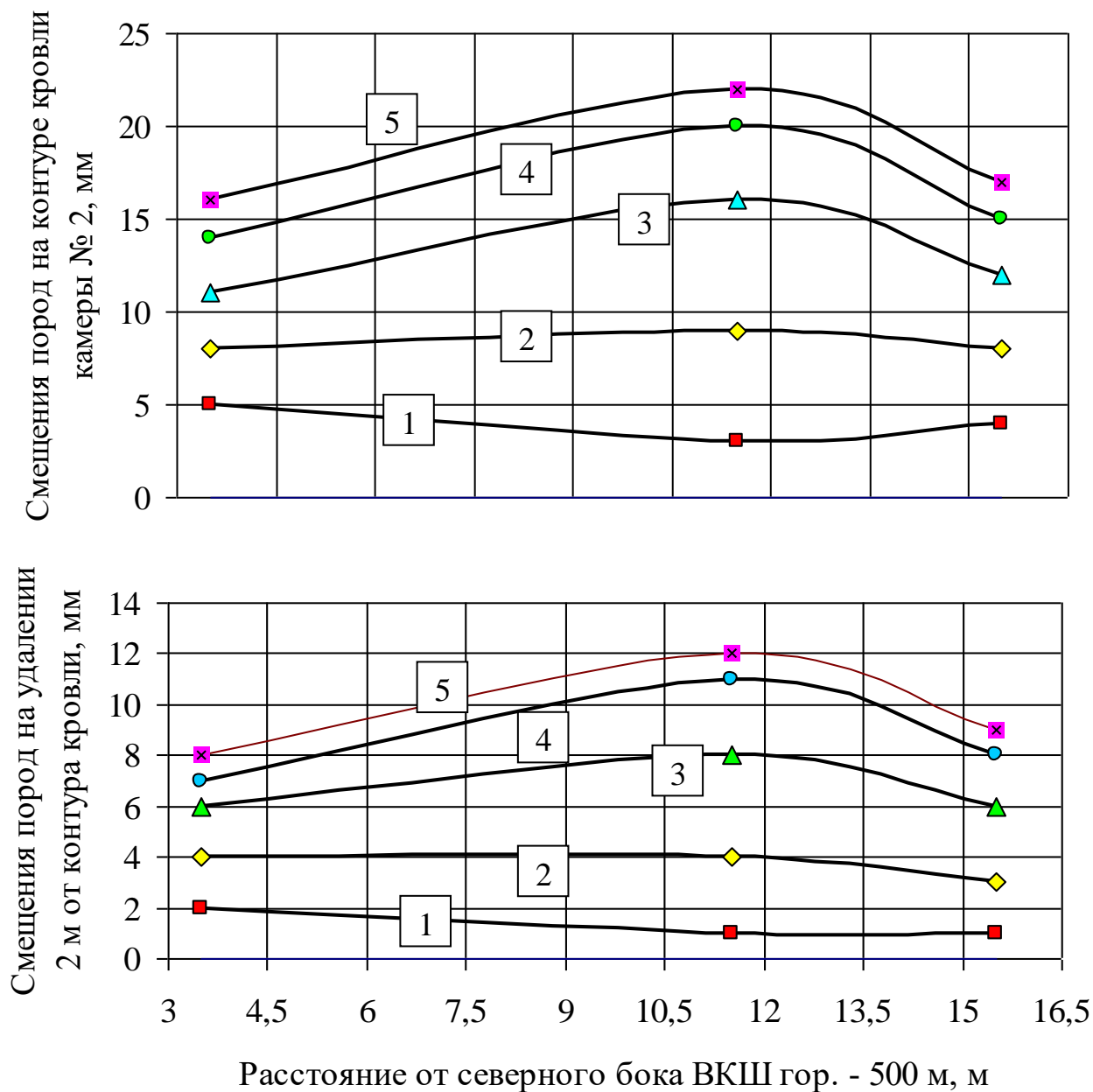


Рис. 6.43. Графики смещений пород кровли камеры № 2 ВОК гор. – 500 м шахты «Обуховская»:

1 – в период проходки опережающей выработки шириной 4,5 м (0,1 г.);
 2 – в период раскашивания восточного бока опережающей выработки до проектной ширины камеры 8,4 м (0,2 г.); 3-5 – при поддержании камеры в течение соответственно 0,5; 1,0 и 3,0 лет

Важные результаты были получены и при исследованиях работоспособности анкерной крепи камеры квершлага гор. –500 м шахты «Обуховская».

Квершлаг гор. –500 м проводился буровзрывным способом в течение 1993-1997 гг. Его проектная длина – 1479 м. Между пройденной частью квершлага гор. – 500 м протяженностью 1370 м и рассечкой вспомогательного ствола № 2 длиной 35 м оставлена породная “пробка” длиной 74 м. Глубина расположения квершлага горизонта – 500 м составляет 740 м.

Проведение квершлага гор. – 500 м осуществлялась по породам почвы пласта K_2 (в соответствии с рис. 6.44). В начале выработки (до ПК6) в её кровле залегает устойчивый, несклонный к размоканию песчаник мощностью 25 м и прочностью на одноосное сжатие 130 МПа. На участке ПК6-ПК15 кровля квершлага сложена среднеустойчивым, склонным к размоканию песчаным сланцем мощностью до 20 м и прочностью на одноосное сжатие в сухом состоянии 100-110 МПа. На участке ПК15-ПК24 кровля выработки представлена легкоразмокаемым, среднеустойчивым глинистым сланцем мощностью 21 м и прочностью на одноосное сжатие 80-90 МПа.

В течение пяти лет (с 1997 по 2002 гг.) квершлаг гор. – 500 м частично был затоплен, и относительная влажность воздуха в нём составляла почти 100%.

Камера, расположенная в квершлаг гор. –500 м на участке ПК7-ПК8, закреплена распорно-замковыми анкерами АШ1 длиной 1,8 и 2,0 м. Сетка расположения анкеров – 1,2х1,2 м. Выработка была надработана лавами № 1018-бис в 2000 г. и № 1020-бис в 2001 г.

В камере были оборудованы замерные станции (рис. 6.45) и проведены наблюдения за проявлениями горного давления. Они были прекращены после прохода забоем лавы № 1020-бис мест заложения замерных станций.

Исследования включали производимую по методике ОАО «ШахтНИУИ», изложенной в Руководстве [120], оценку технического состояния установленной при проведении камеры квершлага гор. –500м распорно-замковой крепи и изучение деформирования вмещающих её пород.

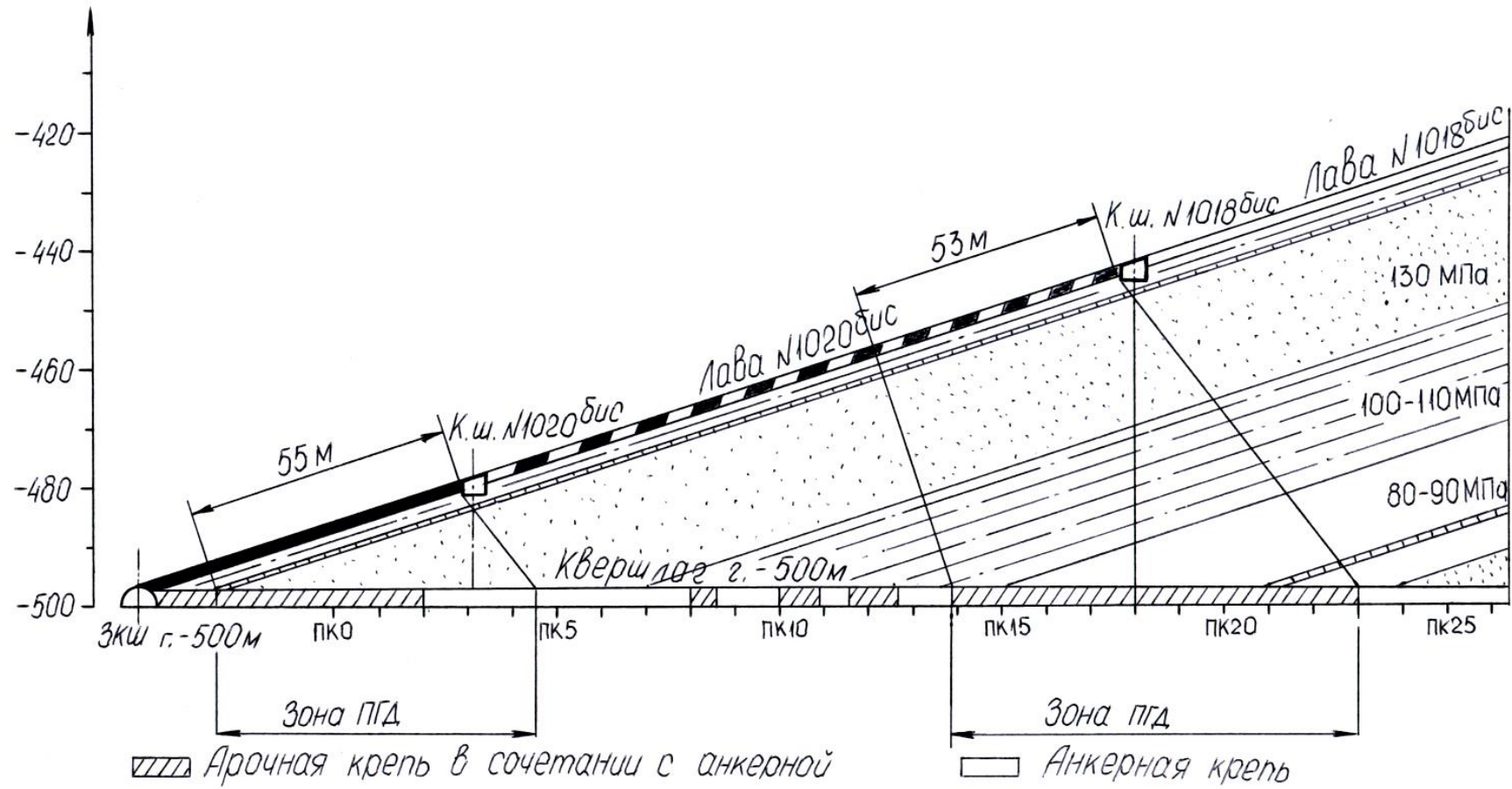


Рис. 6.44. Горно-геологические условия проведения и поддержания квершлага гор. -500 м шахты «Обуховская»

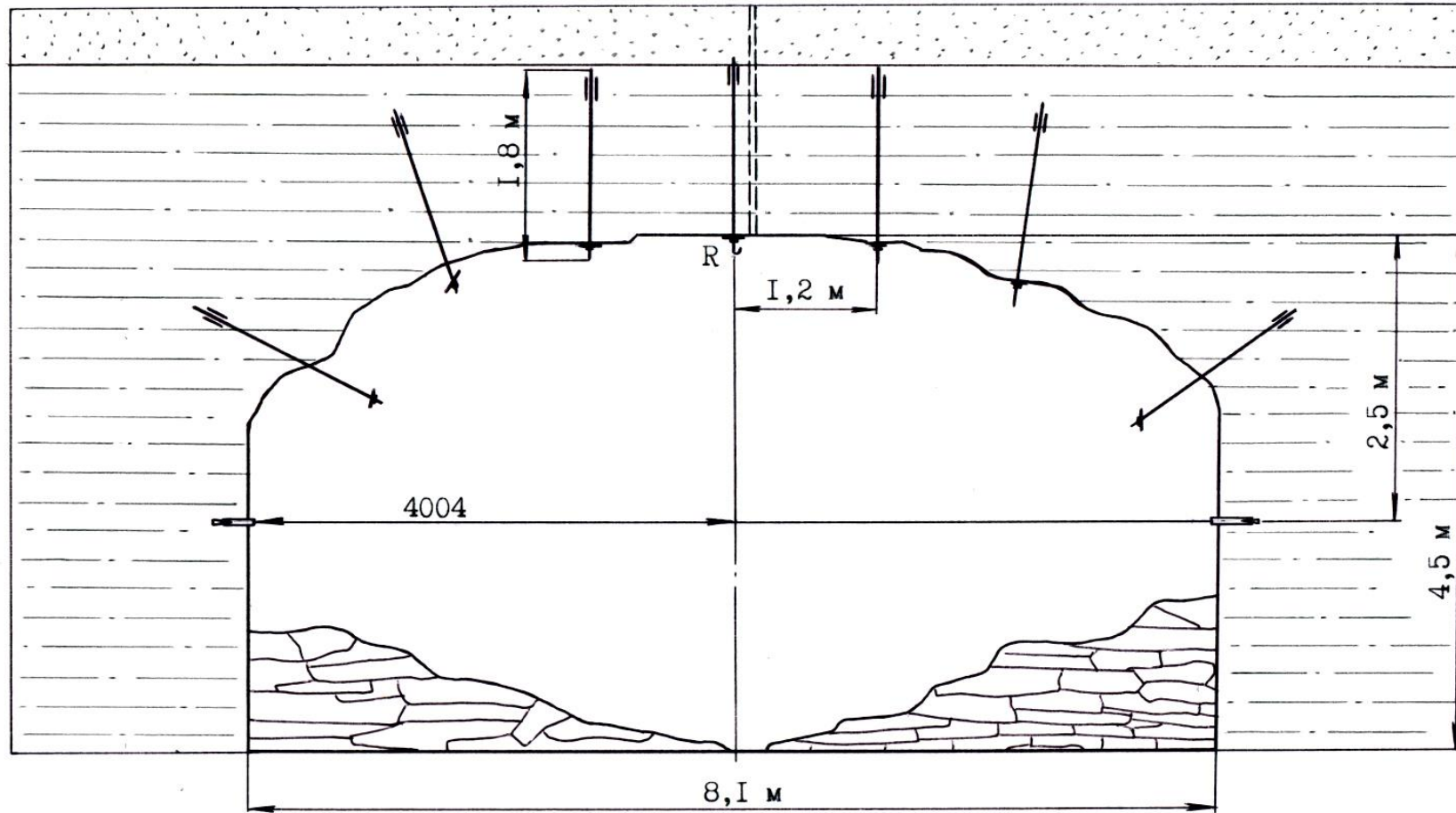


Рис. 6.45. Схема оборудования замерной станции № 2 (ПК8) в кваршлага гор. – 500 м шахты «Обуховская»

По результатам испытаний 10 анкеров установлены значения прочности их закрепления в шпурах – от 15 до 60 кН (среднее значение – 30 кН). Фактическая несущая способность анкерной крепи, отнесённая к 1 м² кровли выработки, составляла 26 кН/м², что значительно ниже требуемой Инструкцией [117] величины (50 кН/м²).

Результаты исследования процессов смещений пород кровли и сближения боков камеры квершлага горизонта – 500 м приведены в табл.6.6, визуальных наблюдений за состоянием породных обнажений и крепи – в табл. 6.7, а определения степени коррозионного износа анкерной крепи – в табл. 6.8.

Таблица 6.6

Опускание пород кровли и сближение боков камеры квершлага горизонта –500 м в период его надработки лавой № 1020бис

Дата	Замерная станция № 1 (ПК7)			Замерная станция № 2 (ПК8)		
	Расстояние в плане по простиранию пласта от восточного бока квершлага горизонта – 500 м до забоя лавы № 1020-бис	Смещения кровли, мм	Сближение боков, мм	Расстояние в плане по простиранию пласта от восточного бока квершлага горизонта – 500 м до забоя лавы № 1020-бис	Смещения кровли, мм	Сближение боков, мм
13.11.01	– 86	0	0	– 93	0	0
27.11.01	– 49	0	0	– 56	0	0
06.12.01	– 38	0	0	– 45	0	0
17.12.01	– 27	0	0	– 34	0	0
20.12.01	– 24	0	0	– 31	0	0
25.12.01	– 21	0	0	– 28	0	0
28.12.01	– 14	1	3	– 21	0	2
03.01.02	– 11	3	5	– 18	0	3
08.01.02	– 8	5	9	– 15	5	8
14.01.02	0	22	13	– 7	7	15
23.01.02	+ 6	31	17	– 1	120	25
31.01.02	+ 12	43	18	+ 5	—*	—*

Примечание: —* Обрушения на участке ПК7+5 м-ПК8 залегающего в кровле квершлага гор. – 500 м песчаного сланца до песчаника

Таблица 6.7

**Состояние породных обнажений камеры квершлага гор. – 500 м
и установленной в ней анкерной крепи**

Оценка состояния пород и крепи:	
до влияния наработки (в начале наблюдений с 13.11.01 по 25.12.01.)	в период влияния наработки (в конце наблюдений с 23.01.02 по 31.01.02.)
<p>Ресурс анкерной крепи по критерию коррозионного износа не исчерпан. Несущая способность анкеров недостаточна (15-30 кН).</p> <p>В районе ПК8 пять анкеров “обыграны”. Породные обнажения в кровле в целом устойчивы. Западный бок отжат на глубину 0,5-0,7 м и частично обрушен вместе с анкерами. Восточный бок отжат на глубину 0,2-0,4 м и частично обрушен. Состояние пород боков квершлага оценивается как неустойчивое.</p>	<p>По данным наблюдений 23.01.02. отмечались локальные отслоения пород кровли (преимущественно на участке ПК7 – ПК8). Отслоившиеся “коржи” пород кровли удерживались выдернутыми из шпуров на 0,10-0,20 м анкерами АШ1. Имели место микровывалы пород кровли и “обыгрывание” анкеров.</p> <p>Глубина отжима пород увеличилась до 0,5-0,8 м и до 0,3-0,5 м соответственно в западном и восточном боках. Возрос объём обрушенных пород из боков. Породные обнажения в боках и кровле неустойчивы.</p> <p>31.01.02 произошёл завал на участке ПК7+5м – ПК8; породы кровли обрушены на глубину до 1,5 м (до песчаника)</p>

Таблица 6.8

**Показатели коррозии элементов анкерной крепи типа АШ1 в квершлагае
гор. – 500 м шахты ОАО «Обуховская»**

Место контроля коррозионного износа анкерной крепи	Время поддержания выработки T, лет	Анкерный стержень			Опорная плитка			Остаточный ресурс анкерной крепи R _к , лет
		Среднее утонение Δ _с , мм	Средняя скорость коррозии V _с , мм/год	Остаточный ресурс R _с , лет	Среднее утонение Δ _п , мм	Средняя скорость коррозии V _п , мм/год	Остаточный ресурс R _п , лет	
ПК7	8,1	1,64	0,202	5,6	0,76	0,094	7,9	7,9
ПК8	8,2	1,45	0,177	8,9	0,79	0,960	7,4	7,4

Примечание: Данные табл. 6.8 свидетельствуют о том, что ресурс анкерной крепи по степени коррозионного износа не исчерпан.

Техническая эндоскопия пород кровли камеры показала следующее.

На ПК7 кровля выработки сложена песчаным сланцем мощностью 0,6 м и залегающим выше однородным песчаником. До влияния наработки

были зафиксированы две трещины расслоения с раскрытием 0,1 и 0,8 мм, удалённые от контура кровли соответственно на 0,60 и 0,07 м. За весь период наблюдений (с 13.11.01 по 31.01.02 г.) число видимых трещин расслоения не изменилось. Отмечалось увеличение ширины их раскрытия соответственно до 3,0 и 1,7 мм.

На участке ПК7+5м – ПК8 в кровле камеры квершлага гор. –500 м на расстоянии 1,2-1,5 м от её контура отмечался чёткий переход от песчаного сланца к песчанику. До влияния надработки слой песчаного сланца мощностью 1,2-1,5 м был разделён четырьмя трещинами расслоения с раскрытием от 0,3 до 3,0 мм (суммарное раскрытие –5,5 мм), чередующимися с интервалом 0,3-0,4 м. В период надработки происходило интенсивное отслоение заанкерowanego песчаного сланца от песчаника. Предельная ширина раскрытия трещины расслоения между данными породами составила 100 мм.

Приведённые результаты наблюдений показали, что фактические параметры анкерной крепи камеры недостаточны для сохранения эксплуатационного состояния выработки при её надработке, о чём свидетельствовали обрушения пород кровли на участке ПК7+5 м – ПК8. В ходе исследований установлены предельные показатели смещений и расслоений заанкерowanych пород, превышение которых привело к завалу камеры. Полученный опыт может быть учтён при надработке лавами выработок в аналогичных условиях.

Одним из объектов натуральных исследований явилась камера привода ленточного конвейера 1Л120У ходка уклона № 3 шахты «Обуховская» ОАО «ШУ «Обуховская», которая была сооружена в сентябре-октябре 2003 г. на участке ПК171-ПК172 конвейерного ходка уклона № 3 после его углубки на 100 м ниже горизонта штрека № 3014, пройденного по пласту K_2 . Проектный срок службы данной камеры –20 лет.

Угольный пласт K_2 мощностью 1,05-1,40 м (в среднем – 1,29 м) залегает под углом 11-12°. Он представлен антрацитом с пределом прочности на

одноосное сжатие 20-30 МПа. Пласт не опасен по внезапным выбросам и горным ударам. Над ним залегает слой глинистого сланца мощностью 0,15-0,30 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 50 МПа, не имеющий механической связи с вышележащей толщей пород и являет собой «ложную» кровлю.

Непосредственная кровля сложена песчано-глинистым сланцем мощностью 1,5 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 51 МПа и залегающим выше устойчивым, слаботрещиноватым (1-2 трещ./м²) песчаным сланцем мощностью 6-8 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 70-90 МПа. Основная кровля представлена устойчивым песчаником мощностью 2,9-16,0 м, при прочности на одноосное сжатие 71 МПа. Водовыделений из кровли не наблюдается.

Подстиляет пласт песчаный сланец мощностью 1,5-3,2 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 80-100 МПа. Стратиграфически ниже залегает водообильный песчаник мощностью более 10 м, с пределом прочности на одноосное сжатие 120-140 Па.

Конвейерный ходок уклона № 3 был пройден буровзрывным способом с присечкой пород преимущественно почвы пласта. Форма его поперечного сечения – прямоугольная. Крезь – анкерная распорно-замковая типа АШ-1. В зонах геологических нарушений и на сопряжениях с выработками в сочетании с анкерной крепью установлены с шагом 1,0 м металлические рамы ТПМК или КПС. Параметры анкерной распорно-замковой крепи кровли конвейерного ходка уклона № 3 следующие: длина анкеров – 1,6-1,8 м; число анкеров в ряду – 4 шт.; расстояние между рядами анкеров – 1,0 м; тип опорного элемента – металлическая плитка размером 150x150x8 мм; затяжка кровли не осуществлялась. Бока ходка при его проведении крепились распорно-замковыми анкерами ЭС-1 или АШ1 длиной 1,6 м через 1,0 м по длине выработки. Участок конвейерного ходка уклона № 3 ниже горизонта конвейерного штрека № 3014 закреплён сталеполимерными анкерами типа А20В длиной 2,2 м по сетке 1,0x1,0 м.

Камера привода конвейера 1Л120У пройдена буровзрывным способом. Проектная ширина камеры вчерне – 9,15 м (фактическая – 10,5 м), высота – 4,5 м. При сооружении камеры присекались породы кровли пласта. Глубина заложения камеры от замерной поверхности – 670 м.

Разработанный технической службой шахты «Обуховская» «Проект проведения и крепления камеры привода конвейера 1Л120У конвейерного хода уклона № 3» предусматривал применение в качестве основной металлической подпорной крепи, включающей стойки и поперечные балки из двутавра № 30, верхняки из СВП27. Реализация данного проекта требовала значительных средств на приобретение материалов и оплату труда. По геомеханическим и экономическим критериям применение в камере анкерной крепи в самостоятельном виде являлось целесообразным техническим решением.

Ввиду того, что по расчётному пролёту горнотехнические условия сооружения камеры привода конвейера 1Л120У выходили за границы области действия Инструкции [106], крепление выработки анкерами рассматривалось как экспериментальное. В этой связи ОАО «ШахтНИУИ» были разработаны рекомендации по креплению камеры (табл. 6.9-6.10) и с целью обеспечения безопасности работ и возможной корректировки параметров крепи осуществлялся систематический контроль состояния заанкерванной толщи пород на трёх замерных станциях, оборудованных в начале, середине и в конце камеры. Кроме того, постоянно исследовалось состояние анкерной крепи, включая прочность закрепления анкеров и фактическое их натяжение. Частота наблюдений составляла не менее одного раза в неделю – в период сооружения выработок и не реже одного раза в месяц – в течение полугода после сооружения камеры.

С целью определения возможности крепления камеры анкерами были выполнены предварительные исследования состояния породного контура и анкерной крепи вблизи участка её сооружения в конвейерном ходе уклона № 3. Было установлено, что состояние кровли и боков выработки в целом

Таблица 6.9

Параметры анкерной крепи кровли камеры привода конвейера 1Л120У
конвейерного ходка уклона № 3 шахты «Обуховская»

Параметры	Значения параметров анкерной крепи кровли камеры		
	рекомендованные	фактические	
		поперечные ряды	продольные ряды
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная АПО-1 или А20В	Сталеполимерная А20В	Сталеполимерная АПО-1
Длина стержня анкера, м	2,2 – в попер. рядах 2,8 – в прод. рядах	2,2	2,8
Длина участка контактирования с породами, м	По всей длине шпура	1,3 (62 %)	2,7 (100 %)
Тип и число ампул с полимерным составом	АП-1-470 – 4 шт.	АП-1-330 – 1 шт.; АП-1-470 – 1 шт.	АП-1-330 – 2 шт.; АП-1-470 – 2 шт.
Плотность анкерования, анк./м ²	1,10	0,98	1,07
Число рядов, шт.	11	11	11
Число анкеров в ряду, шт.	11	11	8
Расстояние между рядами анкеров, м	1,0/1,0	1,1	1,0
Расстояние между анкерами в ряду, м	0,9	0,9	0,9
Опорный элемент	Металлические полосовые подхваты размером 2000х150х5 мм, и устанавливаемые под подхваты опорные пластины	Металлические полосовые подхваты размером 2000х150х5 мм, опорные шайбы анкеров А20В	Металлические полосовые подхваты размером 2000х150х5 мм, опорные пластины отсутствуют
Затяжка	Металлическая решётчатая	Нет	
Податливый элемент	Опорные пластины толщиной не менее 6,0 мм	Опорные шайбы толщиной 5,0 мм	Нет
Антикоррозионная защита	Выступающие в выработку элементы анкерной крепи покрываются битумной мастикой	Антикоррозионное покрытие не нанесено	

Таблица 6.10

Параметры анкерной крепи боков камеры привода ленточного конвейера
1Л120У конвейерного ходка уклона № 3 шахты «Обуховская»

Параметры	Значения параметров анкерной крепи боков камеры		
	рекомендованные	фактические	
		восточный бок	западный бок
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная А20В	Сталеполимерная А20В	
Длина стержня анкера, м	2,2	2,2	
Длина участка контактирования с породами, м	По всей длине шпура	1,3 (62 %)	
Тип и число ампул с полиэфирным составом	АП-1-470 – 3 шт.	АП-1-330 – 1 шт.; АП-1-470 – 1 шт.	
Плотность анкерования, анк./м ²	1,11	0,37 (закреплён неполностью)	0,61
Число анкеров в ряду, шт.	5	0-2	2-4
Расстояние между рядами анкеров, м	1,0	1,1	
Расстояние от верхнего в ряду анкера до кровли, м	0,15	0,10-0,40	
Расстояние между анкерами в ряду, м	0,9	0,9	
Опорный элемент	Металлические полосовые подхваты размером 2000x150x5 мм	Металлические полосовые подхваты размером 2000x150x5 мм	
Податливый элемент	Опорные пластины анкеров А20В толщиной 5 мм	Опорные пластины анкеров А20В толщиной 5 мм	
Затяжка	Металлическая решётчатая	Нет	
Антикоррозионная защита	Выступающие в выработку концы анкерных стержней, подхваты и плитки покрываются битумной мастикой	Нет	

устойчивое. Признаки опасных проявлений горного давления («обыгрывание» анкеров, «коржение», заколообразование и др.) отсутствуют.

Состояние приконтурного породного массива оценивалось путем осмотра стенок трёх шпуров диаметром 42 мм и глубиной 2,0 м с помощью оптического прибора типа РВП457. Осмотр показал, что на удалении от контура выработки до 2,0 м трещины расслоения и другие ослабления контактов отсутствуют. Это дало основание считать состояние заанкерванной породной толщи устойчивым, а приконтурный массив – монолитным.

В результате исследований процесса корродирования анкерной распорно-замковой крепи установлено, что средняя скорость коррозии стержней и опорных элементов распорно-замковых анкеров, несмотря на длительное затопление тупиковой части ходка, невелика (не превышает 0,1-0,2 мм/год). Отсутствие выделений воды из кровли и боков выработки позволяет ожидать в перспективе минимальные коррозионные повреждения элементов анкерной крепи.

Таким образом, на основании предварительных исследований было установлено, что горно-геологические и горнотехнические условия в районе сооружения камеры привода конвейера 1Л120 в конвейерном ходке уклона № 3 являлись благоприятными для применения анкерной крепи.

Сооружение камеры осуществлялось поэтапно. На первом этапе на всю её проектную длину проводилась опережающая выработка шириной 6,1 м и высотой 4,0 м. Восточный бок опережающей выработки совпадал с восточной стенкой камеры. При проведении этой выработки производилось крепление восточного бока камеры и кровли сталеполимерными анкерами. Западный бок опережающей выработки в период ее проведения не крепился. После проведения опережающей выработки на проектную длину камеры и крепления кровли и восточного бока её проведение осуществлялось в направлении снизу вверх. При этом осуществлялось расширение камеры в западную сторону до проектных размеров с последующим анкерованием её

кровли, западного бока и торцевых стенок.

Как видно из табл. 6.9-6.10, крепление камеры осуществлено с незначительными отступлениями от рекомендаций ОАО «ШахтНИУИ»:

- анкеры продольных рядов установлены без демпфирующих элементов;
- контактирование коротких анкеров (2,2 м) с породами осуществляется не по всей длине шпуров;
- восточный бок камеры закреплён неполностью; а нижние (по падению) три ряда анкеров западного бока имеют по 2-3 анкера в ряду вместо 4;
- между породой и подхватами в обоих боках камеры местами оставлены зазоры размером до 100 мм;
- металлическая решётчатая затяжка отсутствует как в кровле, так и в боках выработки.

Исследования, проведенные в период сооружения камеры и первого года её поддержания, показали, что анкерная крепь работоспособна (разрывы анкерных стержней, «стреляние» гаек, деформации опорных и податливых элементов не зафиксированы). Фактическая прочность закрепления анкеров в шпурах (120-160 кН в соответствии с рис. 6.46-6.47) превышает принятое в расчёте значение (100 кН). Фактическое усилие натяжения анкеров (рис.6.48) ниже их несущей способности.



Рис. 6.46. Деформационно-силовая характеристика анкеров А20В, установленных в поперечные ряды



Рис. 6.47. Деформационно-силовая характеристика анкеров АПО-1, установленных в продольные ряды



Рис. 6.48. Натяжение анкеров АПО-1 продольного ряда, расположенного посередине пролёта камеры привода конвейера 1Л120У конвейерного ходка уклона № 3 шахты «Обуховская»:
 1 – предварительное (начальное); 2 – в период сооружения камеры(0,2 г.); 3 – по истечению 1 г. поддержания камеры

Шахтные визуальные наблюдения за породными обнажениями

показали, что состояние кровли выработки было устойчивым. Признаки опасных проявлений горного давления (вывалы в межанкерном пространстве, «обыгрывание» анкеров, «коржение», заколообразование и др.) отсутствовали.

В боках камеры выявлены раскрытые вертикальные трещины с частотой до 10 шт./м, ориентированные под незначительным углом (10-20°) к продольной оси выработки. В восточном боку камеры из-за неполного его закрепления, неплотного прилегания подхватов к породе и отсутствия затяжки, помимо отслоений произошли и вывалы пород на глубину 0,1-0,5 м. В связи с тем, что рекомендации ОАО «ШахтНИУИ» в части крепления боков были выполнены не в полной мере, произошло их отжатие. Это потребовало установки в боках выработки металлической решёткой затяжки.

Расслоения пород кровли исследовались методом технической эндоскопии с использованием оптического прибора типа РВП457. Осмотром стенок смотровых шпуров длиной 3,6 м, пробуренных вертикально в кровлю камеры, установлено следующее.

В период сооружения камеры в породах кровли на расстоянии 0,23-0,27 м от контура посередине пролёта (до 2 м в обе стороны от продольной геометрической оси камеры) образовалась трещина расслоения, распространяющаяся по всей длине выработки. Максимальная ширина раскрытия данной трещины составила: 2,50 мм – в начале камеры (на замерной станции № 1), 0,50 мм – посередине камеры (на замерной станции № 2), 0,75 мм – в конце камеры (на замерной станции № 3). С течением времени за счёт дилатансии пород произошло уменьшение ширины раскрытия данной трещины до 1,25, 0,00 и 0,25 мм соответственно в начале, посередине и в конце камеры (рис. 6.49).

Суммарное значение смещения кровли посередине пролёта камеры за весь период наблюдений изменялось по длине выработки в пределах от 24 до 30 мм (рис. 6.50) и не превысило расчётного значения опускания кровли, равного 35 мм.

Смещения пород кровли, расположение и ширина раскрытия трещин расслоения (рис. 6.49-6.51) показали, что крепление камеры анкерами обеспечило устойчивое состояние приконтурного массива пород кровли.

Учитывая устойчивое состояние пород кровли, увеличенную на 90 %

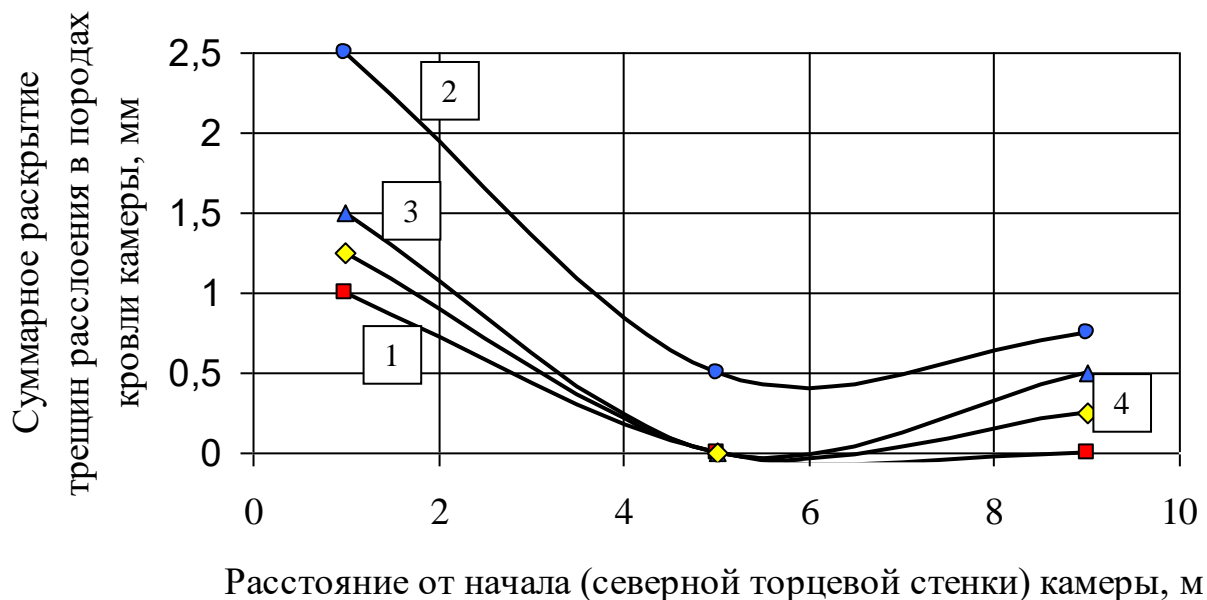


Рис. 6.49. Раскрытие трещины расслоения, расположенной посередине пролёта в породах кровли камеры привода конвейера 1Л120У конвейерного ходка уклона № 3 шахты «Обуховская»:

1 – непосредственно после обнажения кровли камеры на проектную ширину; 2 – в период сооружения камеры (0,2 г.); 3 и 4 – в течение 0,5 и 1,0 г. поддержания камеры соответственно

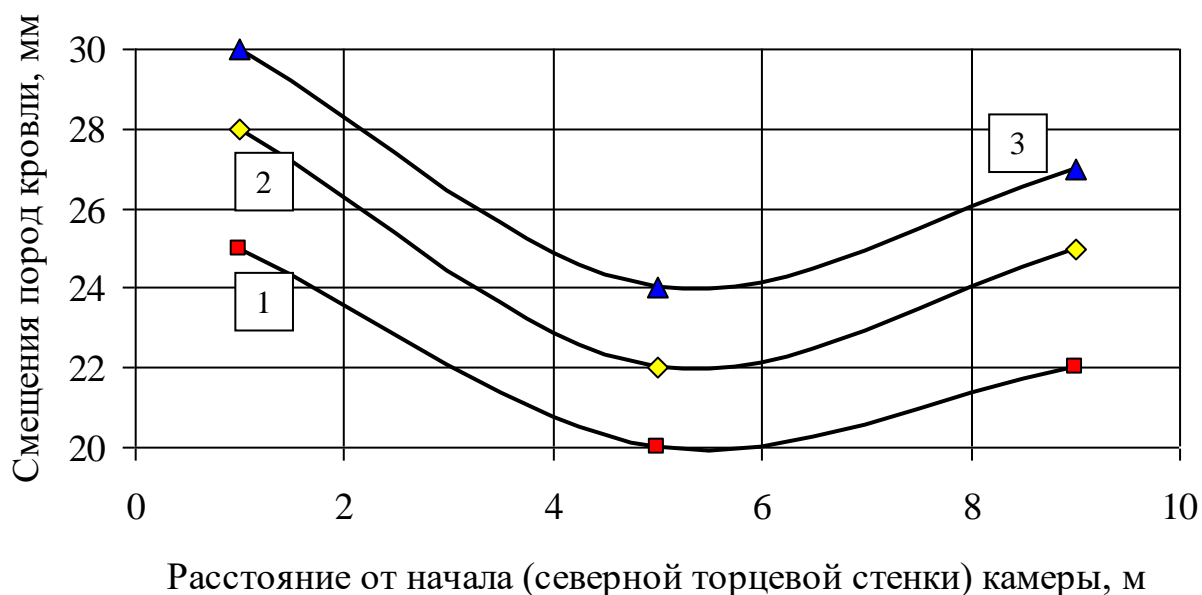


Рис. 6.50. Смещения пород на контуре кровли камеры привода конвейера 1Л120У конвейерного ходка уклона № 3:

1 – в период сооружения камеры (0,2 г.); 2 и 3 – в течение 0,5 и 1,0 г. поддержания камеры соответственно

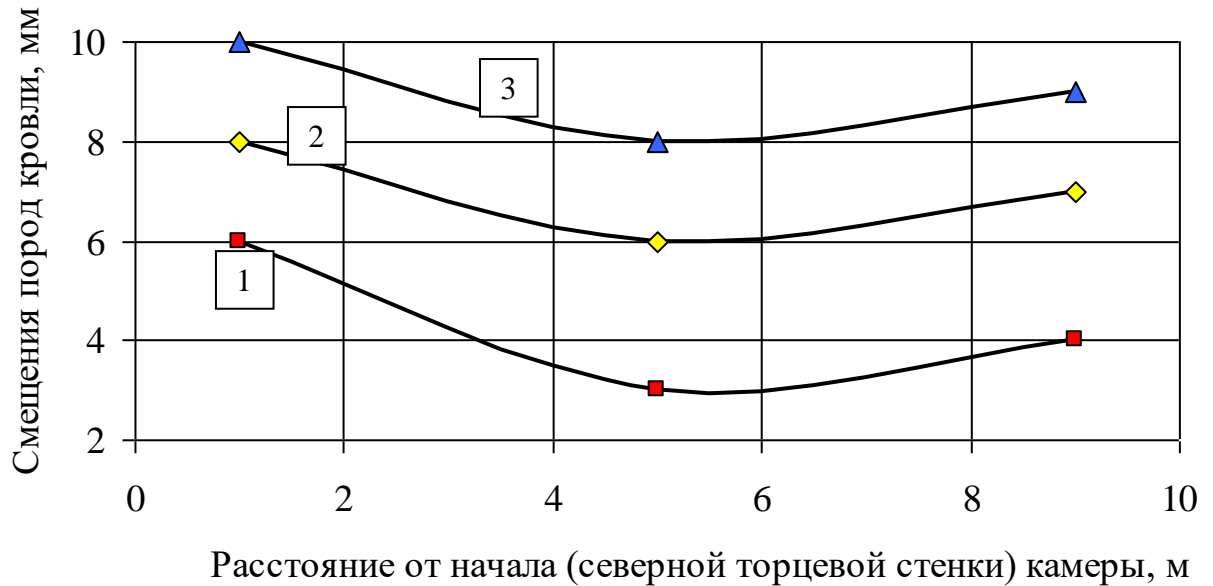


Рис. 6.51. Смещения пород на удалении 2 м от контура кровли камеры привода конвейера 1Л120У конвейерного ходка уклона № 3:

1 – в период сооружения камеры (0,2 г.); 2 и 3 – в течение 0,5 и 1,0 г. поддержания камеры соответственно

по сравнению с расчётной фактическую плотность анкерной крепи, а также использование в качестве опорных элементов полосовых подхватов, располагаемых как вдоль, так и поперёк камеры, ОАО «ШахтНИУИ» рекомендовало осуществлять дальнейшее поддержание её кровли без затяжки.

Ещё одним объектом исследований была камера привода канатной дороги УТБКМ, расположенная на мосту конвейерного штрека № 0204 шахты «Ростовская» ОАО «Гуковуголь». Данная выработка пройдена буровзрывным способом на глубине 335 м от земной поверхности по породам кровли пласта i_3^{1-H} над ходками бремсберга № 02. Породы представлены песчаными сланцами прочностью на одноосное сжатие 50-80 МПа и мощностью до 15 м. Интенсивность их трещиноватости составляет

1-2 трещ./м². Местами вблизи проходческого забоя наблюдалось выделение воды из кровли в виде капежа.

Форма поперечного сечения моста – прямоугольная. Ширина выработки (за исключением участка расположения камеры для размещения привода канатной дороги УТБКМ) составляет 4,5 м, высота – 3,0 м. В месте расположения камеры мост расширен на 4 м (до 8,5 м) на протяжении 8 м. Расстояние от камеры до бремсберга № 02 равно 10 м, до конвейерного хода бремсберга № 02 – 18 м.

Кровля моста и камеры закреплена сталеполимерными анкерами типа АСГ1. Длина анкерного стержня – 2,0 м, его номинальный диаметр – 22 мм; типоразмер резьбы на конце каждого анкера – М20, материал – арматурная сталь периодического профиля класса А-III. Каждый анкерный стержень в шпуре диаметром 32 мм закреплялся полимерным составом производства ООО «Фосрок ТПС». Первой от дна шпура размещалась ампула типа АП-1-330У, второй – АП-1-470. Бурение шпуров в кровлю и собственно установка анкеров производились с помощью перфоратора типа ПТ-48. В качестве опорного элемента анкерной крепи использовались металлические плитки размером 150х150х8 мм. Податливые элементы не применялись. Фактическая плотность установки анкеров в кровлю камеры составила 3,8 анк./м². Бока выработки не крепились.

Сооружение камеры осуществлялось поэтапно. Первый этап включал проведение моста проектным сечением и крепление его кровли анкерами. Число анкеров в ряду – 5 шт; расстояние между рядами анкеров – 1,0 м; плотность анкерования пород кровли – 1,11 анк./м².

На втором этапе в кровлю моста (на участке расположения камеры) устанавливались дополнительные анкера в промежутки между анкерами, установленными при проведении моста. Общая сетка расположения анкеров составила 0,5х0,5 м.

Третий этап включал расширение пройденной части моста до проектных размеров камеры привода УТБКМ и крепление кровли расширенной части моста анкерами, устанавливаемыми по сетке 0,5х0,5 м.

Ввиду того, что по расчётному пролёту горнотехнические условия поддержания камеры привода УТБКМ не соответствовали требованиям Инструкции [106], крепление выработки анкерами рассматривалось как экспериментальное. В этой связи ОАО «ШахтНИУИ» были разработаны рекомендации по креплению камеры (табл. 6.11) и, с целью обеспечения безопасности работ и возможной корректировки параметров крепи, осуществлялся систематический контроль состояния заанкерванной толщи на замерных станциях, оборудованных посредине и у боков выработки в одном поперечном сечении. Кроме того, постоянно оценивалось состояние анкерной крепи, включая прочность закрепления и фактическое натяжение анкеров.

Исследование фактической несущей способности установленных в породы кровли анкеров было произведено с помощью штанговыводителя ВШГ-20 на трёх произвольно выбранных образцах, расположенных на расстоянии 3-4 м один от другого. Результаты испытаний показаны на рис. 6.52. По данным измерений фактическая несущая способность анкеров (по критерию прочности закрепления анкерного стержня в шпуре) составляет 160 кН, что в 1,7 раза превышает расчётное значение (93 кН). При максимальном нагружении (160 кН) смещение резьбового конца анкера находилось в пределах 8-16 мм.

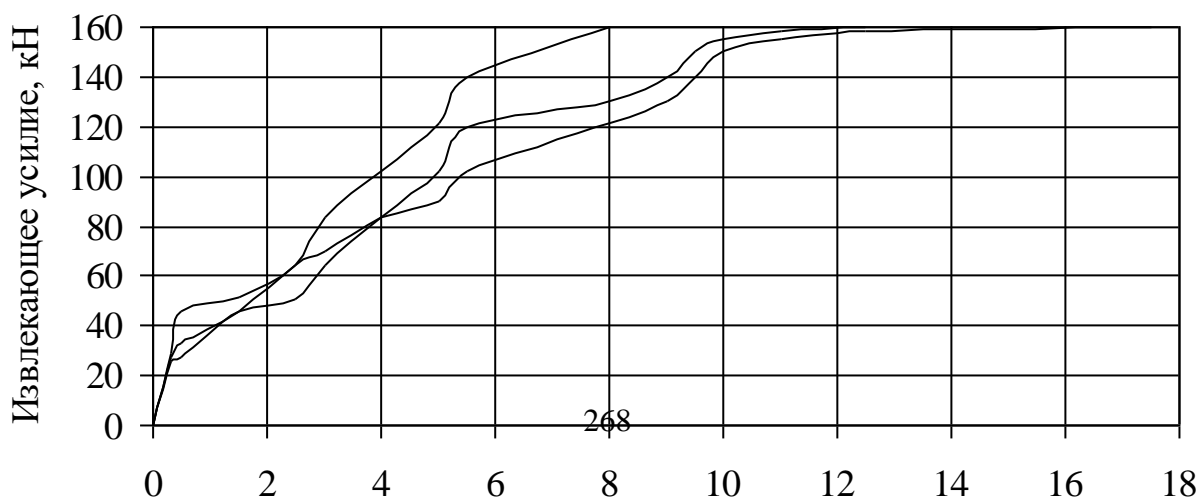


Рис. 6.52. Деформационно-силовая характеристика анкеров АСГ1

Таблица 6.11

Параметры анкерной крепи камеры привода УТБКМ, расположенной на мосту
конвейерного штрека № 0204 шахты «Ростовская»

Параметры анкерной крепи	Значения параметров анкерной крепи:		
	принятые в расчёте по Инструкции	рекомендованные ОАО «ШахтНИУИ»	фактические
Тип анкерной крепи	Сталеполимерная	Сталеполимерная АСГ1	Сталеполимерная АСГ1
Несущая способность анкера, кН	93	93	> 93
Удельная несущая способность анкерной крепи, кН/м ²	87	175	> 350
Длина анкера, м	3,3	2,0	2,0
Длина участка закрепления стержня анкера в шпуре, м	1,0	1,0	1,0
Плотность анкерования, анк./м ²	1,10	1,90	3,76
Число анкеров в ряду, шт.	8	8	16
Расстояние между анкерами в ряду, м	1,1	1,0	0,5
Расстояние между рядами анкеров, м	1,0	0,5	0,5
Опорный элемент	Металлические полосовые подхваты размером 4300x100x5 мм	Металлические полосовые подхваты размером 4200x120x6 мм	Металлические плитки размером 150x150x8 мм
Затяжка	Не требуется	Не устанавливается	Не применяется
Податливый элемент	Не требуется	Опорная пластина АСГ1.004	Не применяется

Исследования усилий натяжения анкеров АСГ1 (рис. 6.53) были проведены с помощью динамометрического ключа конструкции ДонУГИ с индикатором часового типа ИЧ-10. Они показали, что предварительное (начальное) значение данного показателя изменялось от 10,5 до 26,3 кН (среднее – 16,6 кН), что соответствует требованию Инструкции [106] (более 10 кН). В течение первого года поддержания камеры привода УТБКМ (сентябрь 2002 г.) усилие натяжения анкеров возросло до 19,2-78,7 кН при среднем значении 51,5 кН. В последующие периоды поддержания выработки (2003-2005 гг.) существенных изменений данного показателя не отмечено. За всё время эксплуатации камеры случаи «стреляния» гаек, разрывов анкеров и опорных элементов не зафиксированы. Таким образом, в камере привода УТБКМ анкерная крепь была работоспособной.

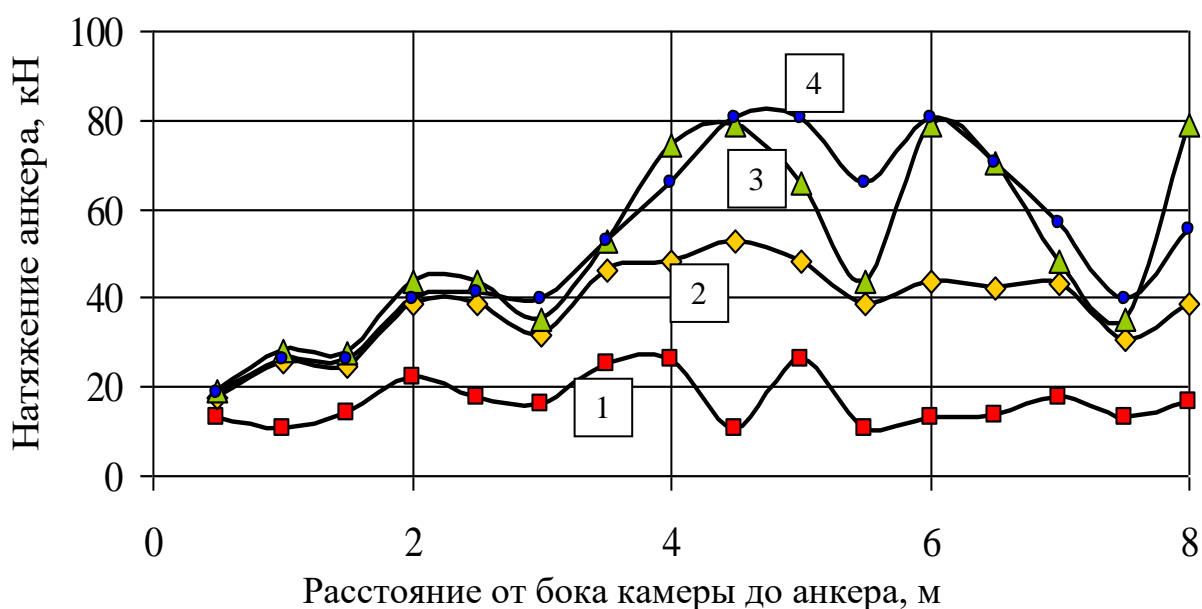


Рис. 6.53. Натяжение анкеров АСГ1 в различные периоды поддержания камеры привода канатной дороги УТБКМ конвейерного штрека № 0204 шахты «Ростовская»: 1 – предварительное (сразу после установки); 2 – при проходке (0,2 г.); 3 и 4 – соответственно через 1 и 4 г. после расширения моста до проектных размеров камеры

Состояние приконтурных пород кровли выработки оценивалось по

результатам осмотра оптическим прибором типа РВП457 стенок четырёх шпуров глубиной 3,0 м, пробуренных вертикально вдоль геометрической поперечной (в плане) оси камеры. В ходе исследований трещин расслоения и межслоевых ослабленных контактов не обнаружено.

Смещения контура кровли в центральной части камеры за весь период поддержания выработки составили 30 мм (рис. 6.54), что меньше расчётного значения данной характеристики (47 мм).

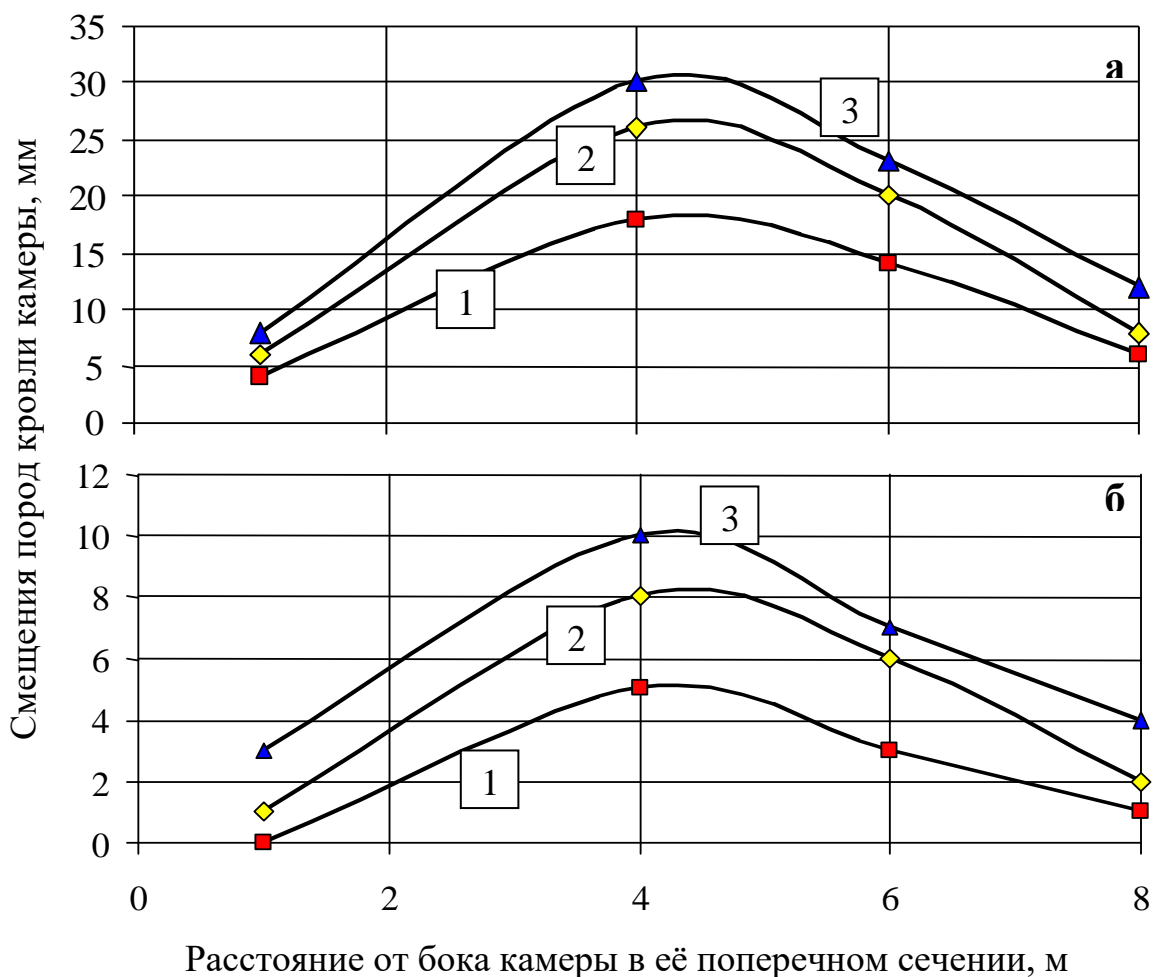


Рис. 6.54. Смещения пород, расположенных на контуре (а) и на удалении 2 м от контура кровли (б) камеры привода канатной дороги УТБКМ конвейерного штрека № 0204 шахты «Ростовская»:

1 – при проходке (0,2 г.); 2 и 3 – соответственно через 1 и 4 г. после расширения моста до проектных размеров камеры

Важные результаты были получены при исследованиях работоспособности технологических решений по управлению массивом пород в процессе сооружения и эксплуатации камеры привода конвейера 2Л100У конвейерного хода бремсберга № 02 шахты «Ростовская» ОАО «Гуковуголь».

На участке расположения камеры конвейерный ходок бремсберга № 02 был пройден в 1995 г. буровзрывным способом по пласту i_3^{1-H} мощностью 0,8-0,9 м, залегающему под углом 10-11°.

Непосредственная кровля пласта сложена устойчивым малотрещиноватым (0,5-2,0 трещ./м²), необводнённым песчаным сланцем мощностью 9-11 м при прочности на одноосное сжатие 60-70 МПа. По данным геологической службы шахты «Ростовская» в породах кровли камеры привода конвейера 2Л100У на удалении 4,0-4,5 м от пласта имела место плоскость ослабленного контакта, образованная тектонической трещиной (азимут падения – 110°, угол падения – 37-47°). Основная кровля пласта представлена песчаником мощностью 6,0 м, прочностью на одноосное сжатие 80-90 МПа. Подстилают пласт углистый и глинистый сланцы мощностью 0,3-0,5 м, прочностью на одноосное сжатие 35-50 МПа. Ниже данных пород залегает песчаный сланец мощностью до 8 м и прочностью на одноосное сжатие 60-80 МПа.

Конвейерный ходок бремсберга № 02 пройден с нижней подрывкой. Его ширина составляет 5,9-6,3 м. При проведении в кровлю ходка были установлены распорно-замковые анкеры типа АШ-1 длиной 1,6 м по сетке 1,0x1,0 м под опорные плитки размером 150x150x8 мм.

Перед сооружением камеры в конвейерном ходке бремсберга № 02 (на участке её расположения) были проведены предварительные исследования состояния приконтурных пород кровли и анкерной распорно-замковой крепи.

Визуальным осмотром поверхности кровли и боков выработки трещинообразования, заколов, коржения, вывалов и других признаков опасных проявлений горного давления обнаружено не было.

Осмотром с помощью оптического прибора типа РВП457 стенок трёх шпуров глубиной 3,0 м, пробуренных в кровлю ходка в 1,0, 3,0 и 5,5 м от его восточного бока, установлено, что в пределах обследованной тощи кровля выработки сложена однородными породами (песчаным сланцем), являющимися монолитными на удалении более 0,25 м от контура. Смены литологического состава и прослоев не обнаружено. Однако при осмотре первого и третьего шпуров была зафиксирована на расстоянии 0,15 м от их устьев трещина расслоения с раскрытием 5,6 и 8,5 мм соответственно. При обследовании второго шпура были обнаружены три трещины расслоения на расстоянии от контура кровле 0,25; 0,15 и 0,10 м с раскрытием 6,5; 3,5 и 2,5 мм соответственно. Расслоение пород кровли на глубину 0,15-0,25 м произошло в течение четырёх лет поддержания конвейерного ходка бремсберга № 02, закреплённого распорно-замковыми анкерами. Вероятной причиной расслоения явилось низкое начальное (предварительное) натяжение анкеров.

Натяжение распорно-замковых анкеров через четыре года после их установки изменялось в пределах от 9,8 до 23,5 кН (при среднем значении 15,5 кН). Несущая способность этих анкеров по критерию прочности закрепления замка составляла 41,5-58,7 кН (рис. 6.55).



Предварительные исследования показали, что при сооружении камеры анкерная крепь может быть применена в качестве постоянной в течение всего срока службы выработки (10 лет) при выполнении следующих условий:

- обеспечение высокой удельной несущей способности анкерной крепи (не менее 150 % от значения, приведённого в табл. 3 Инструкции [106]);
- создание предварительного натяжения сталеполимерных и распорно-замковых анкеров на уровне 40 кН;

Рис. 6.55. Деформационно-силовая характеристика анкеров типа АШ-1, испытанных через четыре года после их установки

Работы по сооружению были выполнены в ноябре 1999г. – январе 2000 г. (рис. 6.56).

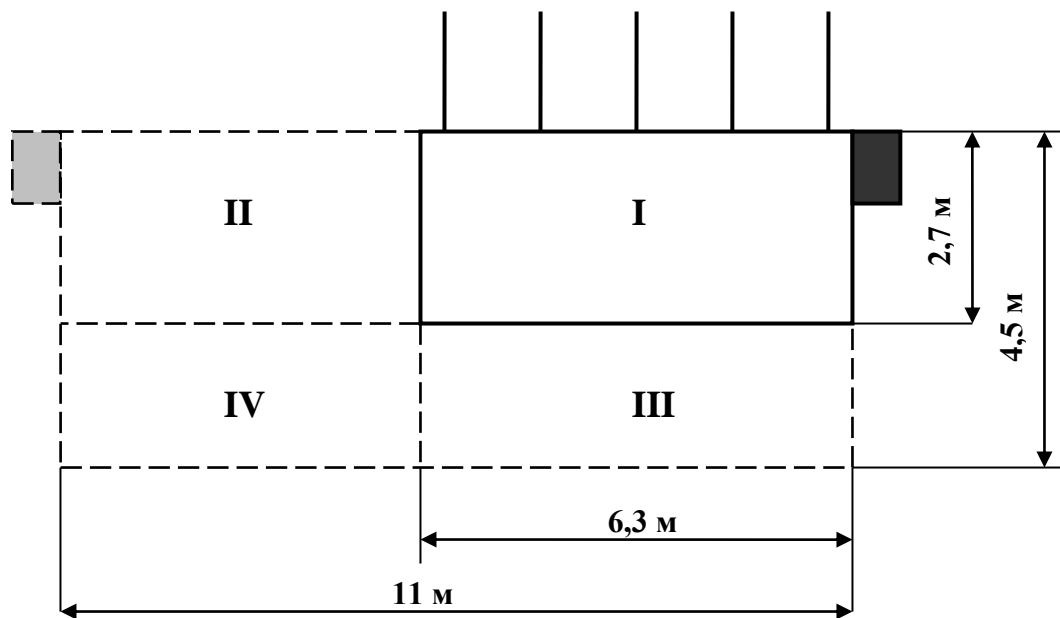


Рис. 6.56. Этапы сооружения камеры привода конвейера 2Л100У конвейерного хода бремсберга № 02 шахты «Ростовская»

Они включали:

– дополнительную установку на участке расположения камеры в кровлю конвейерного ходка бремсберга № 02 сталеполимерных анкеров по сетке 1x1 м в промежутки между распорно-замковыми анкерами;

– расширение на 5,5 м западного бока конвейерного ходка бремсберга № 02 (позиция II);

– крепление кровли уширения сталеполимерными анкерами, устанавливаемыми по сетке 0,5x0,5 м;

– выемку пород почвы пласта на участке расположения камеры (позиции III и IV).

Бурение шпуров диаметром 32 мм под сталеполимерные анкера и их установка осуществлялись с помощью перфоратора ПТ-48. Применялись сталеполимерные анкера типа АСГ1 длиной 2,0 м, номинальным диаметром 22 мм, с типоразмером резьбы на концах М20. В шпуре каждый анкер закреплялся полимерным составом, содержащимся в двух ампулах типа АП-1-470У (первая от дна шпура) и АП-1-330 производства ООО «Технология полимерных систем».

Исследования проявлений горного давления, проведённые в период сооружения камеры, позволили установить следующее.

Фактическая несущая способность трёх испытанных сталеполимерных анкеров АСГ1, определённая по критерию прочности закрепления стержня в шпуре, составляла 141,6-160,4 кН при смещении резьбового конца анкера относительно устья шпура на 7,5-8,5 мм (рис. 6.57).



Рис. 6.57. Деформационно-силовая характеристика анкеров АСГ1

Фактическое предварительное натяжение сталеполимерных анкеров находилось в пределах 40,1-50,5 кН (при среднем значении 45,1 кН). Спустя два месяца после установки анкеров их натяжение составляло 28,5-62,0 кН (при среднем значении 49,5 кН).

Перед сооружением камеры распорно-замковым анкерам было придано натяжение 40 кН. Однако после установки сталеполимерных анкеров отмечалось уменьшение усилия натяжения распорно-замковых анкеров до 9,8-25,5 кН, при среднем значении 17,0 кН (рис. 6.58).

Параметры расслоения пород кровли камеры на участке расположения конвейерного ходка оставались практически неизменными в течение всего периода ее сооружения. При расширении западного бока конвейерного ходка бремсберга № 02 в породах кровли уширения на удалении 0,15 м от её контура образовалась трещина расслоения с шириной раскрытия 3,2-6,2 мм. После сооружения камеры отмечалось уменьшение ширины раскрытия трещин расслоения (рис. 6.59).

На основании визуального осмотра состояние породных обнажений в кровле и боках камеры в период её проходки оценивалось как

удовлетворительное по критерию устойчивости. Результаты выполненных исследований позволили рекомендовать дальнейшее поддержание камеры без дополнительной установки дорогостоящей металлической подпорной крепи из балок двутаврового и специального взаимозаменяемого профилей, ранее предусмотренной разработанным шахтой «Ростовская» проектом).

Применение анкерной крепи в камере привода конвейера 2Л100У конвейерного ходка бремсберга № 02 обеспечило её устойчивое состояние в течение пяти лет поддержания и снизило стоимость крепления объекта.

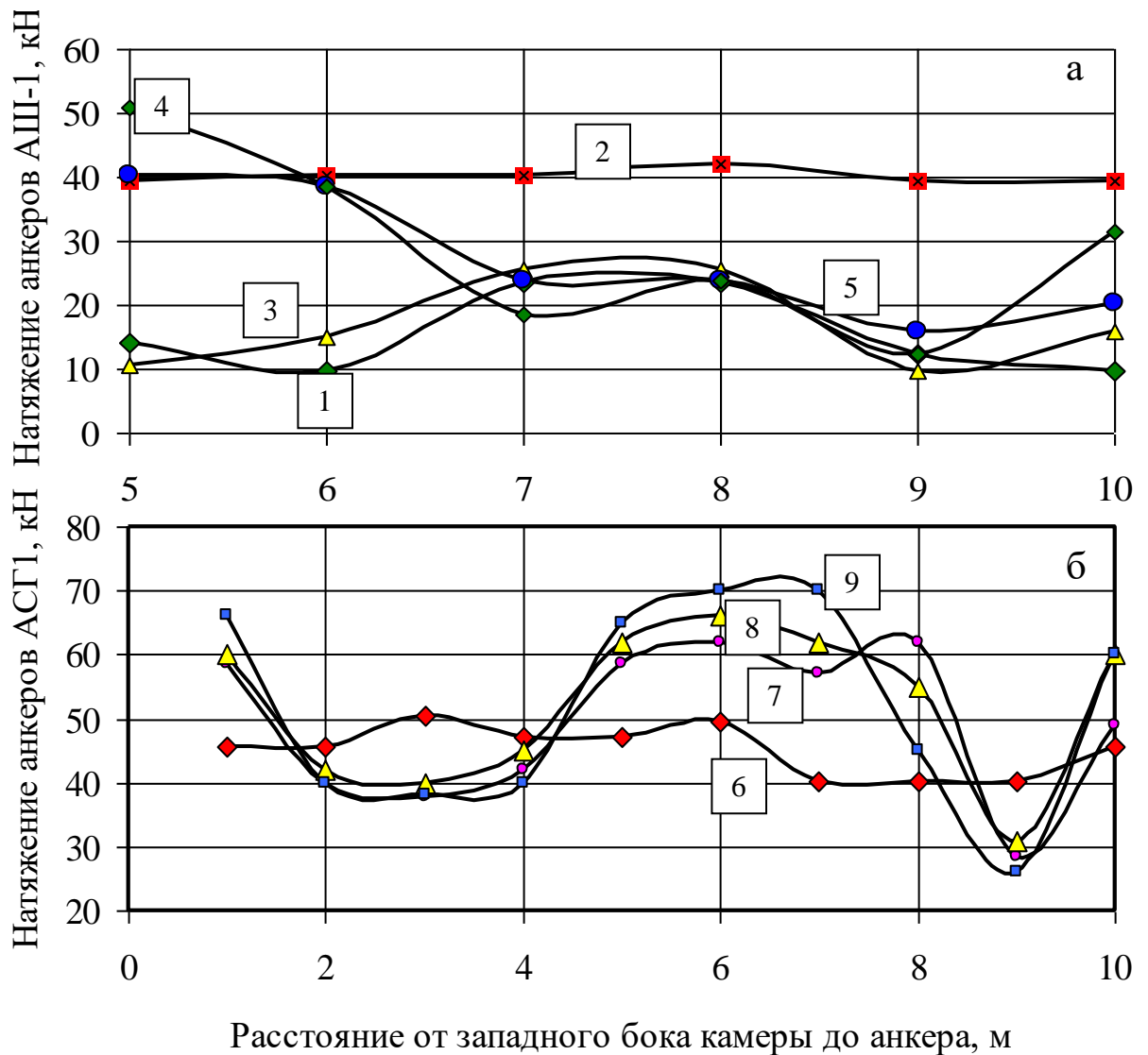


Рис.6.58. Натяжение анкеров, установленных в кровлю камеры привода конвейера 2Л100У конвейерного ходка бремсберга № 02 шахты «Ростовская»:
 а – распорно-замковые анкеры АШ-1: 1-3 – перед расширением конвейерного ходка до проектных размеров камеры (4 года поддержания конвейерного ходка); 1 – до принудительного (с помощью ключа) их натяжения; 2 – после придания им натяжения 40 кН; 3 – после дополнительной установки сталеполимерных анкеров; 4 – после завершения расширения конвейерного ходка до проектных размеров камеры (0,2 года поддержания камеры); 5 – после сооружения камеры (в течение 5 лет поддержания камеры);
 б – сталеполимерные анкеры АСГ1: 6 – предварительное натяжение; 7 – после завершения сооружения камеры (0,2 года её поддержания); 8 – один год поддержания камеры; 9 – в течение пяти лет поддержания камеры

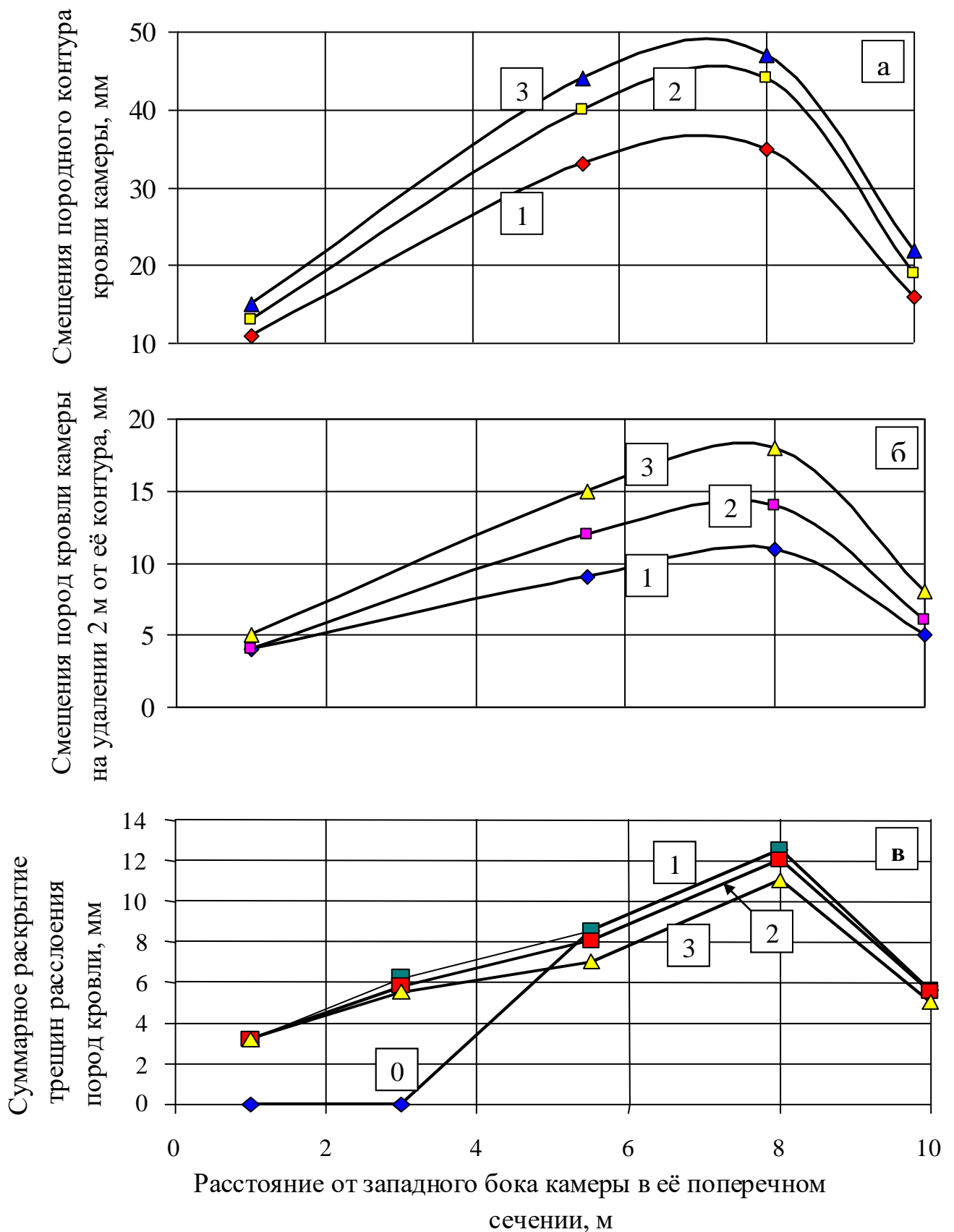


Рис. 6.59. Смещения (а, б) и расслоения (в) пород кровли камеры в различные периоды её поддержания:

0 – до расширения конвейерного ходка до размеров камеры;
 1 – при проходке камеры (0,2 г.); 2 и 3 – в течение 1 г. и 5 лет соответственно после проходки

На основании выполненной с учётом известных методик [123] математической обработки результатов шахтных исследований проявлений горного давления в крупногабаритных камерах и сопряжениях установлено следующее.

Общий закон распределения смещений контура кровли камеры (сопряжения) по ширине её пролёта во времени имеет вид:

$$\tilde{U}(x,t) = \frac{4x}{B^2}(B-x) \cdot \tilde{U}(t), \quad (6.1)$$

где $\tilde{U}(t)$ – типовая функция смещений пород кровли камеры (сопряжения) от времени её поддержания, мм;

B – ширина наибольшего пролёта камеры (сопряжения), м;

x – координата по ширине камеры (сопряжения), м.

Зависимость максимальных по ширине пролёта смещений кровли камеры или сопряжения от времени $U^*(t)$, назовём её вспомогательной функцией, может быть выражена сплайном первого порядка, количество полиномов в котором равно числу этапов сооружения и эксплуатации выработки ($i = 1, 2, \dots n$):

$$U^*(t) = \begin{cases} U_1^*(t) = a_1t + b_1, & t \in [t_0, t_1], \\ U_2^*(t) = a_2t + b_2, & t \in [t_1, t_2], \\ \dots \\ U_i^*(t) = a_it + b_i, & t \in [t_{i-1}, t_i]. \end{cases} \quad (6.2)$$

где U_i^* – максимальные по ширине пролёта смещения пород кровли камеры (сопряжения) в конце i -го этапа её сооружения и эксплуатации.

Каждый этап строительства и эксплуатации камеры (сопряжения) характеризуется изменением геометрических размеров поперечного сечения выработки, расслоений её кровли, параметров анкерной крепи. Коэффициенты a_i и свободные члены b_i полиномов зависят от изменений этих характеристик.

Первый этап сооружения камеры (сопряжения) заключается в проведении с применением анкерной крепи опережающей выработки шириной 4,3-6,0 м. При этом конечные смещения закрепленной анкерами

кровли опережающей выработки $U_1^*(t_1)$ достаточно точно определяются по методикам, изложенным в инструкции [117] или в указаниях [108]. Ввиду незначительной продолжительности данного периода (обычно 0,08-0,12 г.) исследуемый показатель также может быть измерен непосредственно в шахтных условиях.

Так как в начале проходки смещения кровли $U_1^*(t_0) = 0$ мм, то $b_1 = 0$ и $a_1 = U_1^*(t_1)/t_1$. Тогда свободный член b_{i+1} и коэффициент a_{i+1} каждого последующего полинома выражается через свободный член b_{i+1} и коэффициент a_{i+1} предыдущего полинома сплайна (6.2) следующим образом:

$$a_{i+1} = a_i \cdot k_a^u \cdot k_{\Sigma\delta}^u \cdot \frac{B_{i+1}}{B_i}, \quad i = \overline{1, n}, \quad (6.3)$$

$$b_{i+1} = U_i(t_i) - a_{i+1} \cdot t_i. \quad (6.4)$$

где k_a^u – коэффициент, учитывающий влияние параметров анкерной крепи кровли камеры или сопряжения на её смещения (табл. 6.12);

$k_{\Sigma\delta}^u$ – коэффициент, учитывающий влияние расслаиваемости кровли на её смещения, равный $k_{\Sigma\delta}^u = 1 + 0,1 \cdot n_{mp}$;

B_i – ширина пролёта камеры (сопряжения) на i -ом этапе её сооружения и эксплуатации.

Таблица 6.12

Эмпирические формулы для определения значений коэффициентов влияния параметров анкерной крепи на смещения пород кровель камер (сопряжений)

Тип анкеров и схема их установки	Тип кровли согласно инструкции [117]	
	I	II
Сочетание коротких (1,8-2,2 м) и длинных (2,8-4,2 м) сталеполимерных анкеров	$k_a^u = 0,0134 \cdot \Pi^{-0,1993}$	$k_a^u = 0,0156 \cdot \Pi^{-0,1411}$
Сталеполимерные анкеры ($l_a = 1,8-2,2$ м)	$k_a^u = 0,0204 \cdot \Pi^{-0,2046}$	$k_a^u = 0,0198 \cdot \Pi^{-0,1928}$
Сочетание распорно-замковых и сталеполимерных анкеров ($l_a = 1,6-2,2$ м)	$k_a^u = 0,0244 \cdot \Pi^{-0,1441}$	$k_a^u = 0,0291 \cdot \Pi^{-0,1006}$
Распорно-замковые анкеры ($l_a = 1,6-2,2$ м)	$k_a^u = 0,1332 \cdot \Pi^{-0,1751}$	$k_a^u = 0,1489 \cdot \Pi^{-0,1010}$

Таким образом, смещения пород при проведении и поддержании опережающей выработки (первый этап строительства) и максимальные размеры поперечного сечения камеры (сопряжения) во многом определяют характер деформирования пород на следующих этапах сооружения и эксплуатации объекта; количественное влияние на данный процесс оказывают параметры анкерной крепи и расслаиваемость кровли. Отметим, что смещения контура кровли камеры (сопряжения), произошедшие на первом этапе строительства, можно рассматривать как интегральный показатель проявлений горного давления, являющийся результатом совокупного воздействия глубины заложения опережающей выработки, размеров её поперечного сечения и параметров анкерной крепи, механических свойств вмещающих пород. В силу этого, определённые по формулам (6.2)-(6.4) смещения пород кровли в последующие периоды поддержания камеры (сопряжения) так же учитывают совместное влияние перечисленных факторов. Изложенный подход позволяет точно прогнозировать смещения контура кровли камеры (сопряжения) в узловых точках $U_i^*(t)$ при $i = 1, 2, \dots n$.

Из табл. 6.12 видно, что наибольший эффект в снижении смещений кровли камер (сопряжений) достигается применением коротких (1,8-2,2 м) сталеполимерных анкеров, устанавливаемых с высокой плотностью (1,0-3,8 анк./м²), в комбинации с длинными (2,8-4,2 м) сталеполимерными анкерами, устанавливаемыми в два продольных ряда или двумя кустами в средней части выработки (0,2 анк./м²). Существенное снижение смещений кровли большепролётной выработки отмечается и при креплении короткими (1,8-2,2 м) сталеполимерными анкерами. Анкерная крепь с пологой деформационно-силовой характеристикой (например, распорно-замкового типа) оказывает наименьшее влияние на смещения кровли, однако её использование в сочетании со сталеполимерной анкерной крепью ($l_a = 1,8-2,2$ м) достаточно эффективно. Наибольшее снижающее смещения контура кровли воздействие достигается при анкероании пород кровли первого типа.

Смещения пород кровли обладают свойством масштабного копирования на каждом этапе сооружения и эксплуатации камеры (сопряжения), то есть внутри каждого этапа графическая зависимость $\bar{U}(t)$ самоподобна по виду – ломаная ступенчатая линия. Поэтому в качестве аппроксимирующей кривой принята кусочно-постоянная случайная функция, множество абсцисс которой имеет фрактальную размерность $D \in (0,1)$. Её графики представляют собой рандомизированные аналоги фрактальной функции Кантора, иначе – «чертовой» лестницы Леви [77].

Для построения лестницы Леви абсцисса рассматривается как функция ординаты. При всяком увеличении ординаты абсцисса возрастает на некоторую случайную величину согласно распределению

$$\bar{U}^{-D} = P\{\Delta t > U\} \quad (6.5)$$

Затем абсцисса масштабируется так, чтобы лестница заканчивалась в точке (1, 1).

Интегральная погрешность приближения оценивается по формуле

$$\delta = \int_0^1 |U(\bar{t}) - S(\bar{t})|^2 d\bar{t}, \quad (6.6)$$

где $U(\bar{t})$ – сплайн-интерполяция смещений кровли камеры (сопряжения) в безразмерных величинах, построенная по данным шахтных замеров;

$S(\bar{t})$ – сплайн-интерполяция угловых точек лестницы Леви.

В моменты времени t_{i-1} и t_i значения типовой функции $\tilde{U}(x, t)$ совпадают со значениями вспомогательной функции $U^*(x, t)$ и фактическими смещениями кровли, а её поведение внутри интервалов $[t_{i-1}, t_i]$ описывается фрактальной функцией $\bar{U}(x, t)$. Ниже на рис. 6.60 в безразмерных величинах

$$\bar{t} = \frac{t - t_{i-1}}{t_i - t_{i-1}}, \quad \bar{x} = \frac{x_{i-1}}{B_{i-1}}, \quad \bar{U} = \frac{U(t) - U(t_{i-1})}{U(t_i) - U(t_{i-1})}$$

представлено рассчитанное по формулам (1) и (5) распределение смещений кровли камеры (сопряжения) по её ширине во времени $t \in [t_{i-1}, t_i]$ i -го этапа.

Общий закон опускания контура кровли камеры (сопряжения) $\tilde{U}(x, t)$ определяется подстановкой в выражение (6.1) найденных по итерационной

схеме (6.2) величин $U_i^*(t_i)$ и распределения (6.5) значений смещений $\bar{U}_i(t)$ на i -ом этапе.

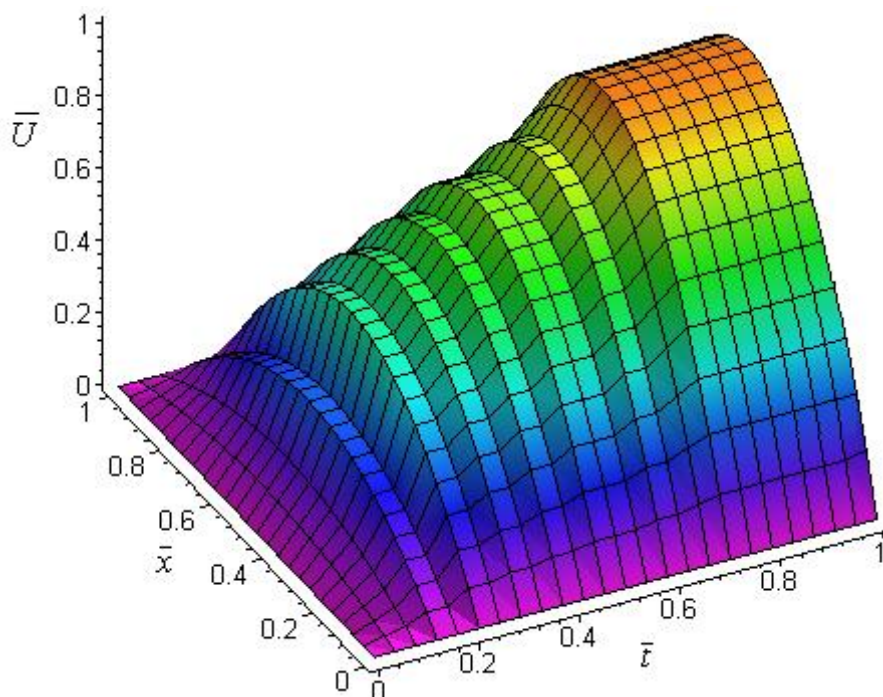


Рис.6.60. Распределение смещений пород кровли камеры (сопряжения) на i -ом этапе её строительства или эксплуатации

На рис. 6.61 в качестве примера приведен график зависимости $\tilde{U}(x, t)$, рассчитанный для камеры привода подъемной машины Ц2,5х2 бремсберга № 02 шахты «Ростовская» ОАО «Угольная компания "Алмазная"».

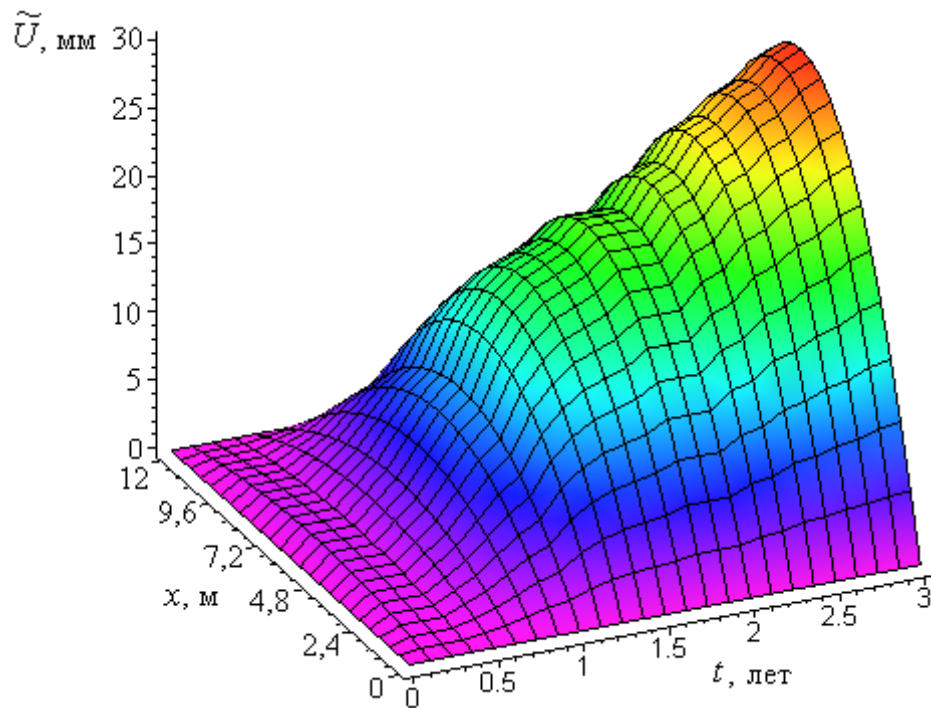


Рис. 6.61. Распределение смещений пород кровли камеры по ширине пролёта во времени при её строительстве и эксплуатации
 Установленный общий закон смещений кровли крупногабаритной камеры по её ширине во времени $\tilde{U}(x, t)$ отражает качественное влияние величины пролёта B на рассматриваемый геомеханический процесс. Графические результаты расчёта по рассматриваемой зависимости не противоречат данным шахтных исследований.

Математическая обработка данных об изменении средних усилий натяжения анкеров \bar{F} , установленных в кровлю большепролётных камер (сопряжений), от времени их поддержания t , показала, что данный процесс является случайным с фрактальным математическим ожиданием $M[\bar{F}(t)]$, то есть со статистически самоподобным разбросом значений на каждом временном отрезке.

Интервал разброса значений натяжения анкеров во времени покрывается отрезком $[\bar{F}(t) - 3\sigma, \bar{F}(t) + 3\sigma]$.

Среднеквадратическое отклонение σ определяется по формуле:

$$\sigma = \sqrt{D[\bar{F}(t)]}, \quad (6.7)$$

где $D[\bar{F}(t)]$ – дисперсия случайного процесса; в нашем случае $D[\bar{F}(t)] = 11,3$.

Типовая функция $\tilde{F}(t)$ выражается в виде аппроксимации математического ожидания $M[\bar{F}(t)]$ некоторой модификацией действительной части фрактальной функции Вейерштрасса [77]:

$$C(t; D; b) = \operatorname{Re}[W(t)] = \sum_{n=-\infty}^{+\infty} \frac{1 - \cos b^n t}{b^{(2-D)n}}, \quad (6.8)$$

где $D \in (1, 2)$ – фрактальная размерность кривой;

$b > 1$ – некоторое вещественное число.

Типовая функция натяжения анкеров от времени представляется в виде

$$\tilde{F}(t) = C(t + M_0^t; D; b) + M_0^F, \quad (6.9)$$

где M_0^U, M_0^F – математические ожидания времени поддержания выработки до установки анкера и его начального натяжения;

$$\tilde{F}(t) = C(t + 0,5; 1,48; 1,075) + 8, \quad (6.10)$$

Распределение численных значений натяжения анкеров по ширине камеры (сопряжения) имеет вид:

$$f_B = (1 - c_1) \cos^2 \left(c_2 B \left(x' - \frac{1}{2} + c_3 \right) \right) + c_1, \quad (6.11)$$

где $x' = \frac{x}{B} \in (0,1)$ – точка, в которой установлен анкер;

c_1, c_2 и c_3 – параметры функции f_B . По результатам численного анализа данных натуральных наблюдений указанные параметры принимают следующие значения: $c_1 = 0,34, c_2 = 0,4, c_3 = 0,036$.

Общий закон изменения натяжения анкеров в пространстве и времени можно представить в виде:

$$\tilde{F}(x, t) = \left[0,66 \cos^2(0,4B(x' - 0,464)) + 0,34 \right] \tilde{F}(t), \quad (6.12)$$

где $\square F(t)$ – типовая функция натяжения анкеров во времени.

Ниже в качестве примера показаны графики зависимости $F(x', t)$, где $x' = x/B$, для камеры привода канатной дороги УТБКМ моста конвейерного штрека № 0204 шахты «Ростовская» ОАО «Угольная компания “Алмазная”» (рис. 6.62, а) и для сопряжения уклона № 4 с заездом на конвейерный штрек № 408 шахты «Замчаловская» ОАО «Замчаловский антрацит» (рис. 6.62, б).

Зависимость взаимодействия анкерной крепи и пород кровли камер (сопряжений) представляется в виде единого инвариантного закона $\tilde{F}(x, U)$, учитывающего влияние свойств массива и параметров анкерной крепи.

Фрактальная аппроксимация зависимости математического ожидания функции натяжения анкеров от смещений контура кровли выражается в виде:

$$\tilde{F}(U) = C(U - M_0^U; D; b) + M_0^F, \quad (6.13)$$

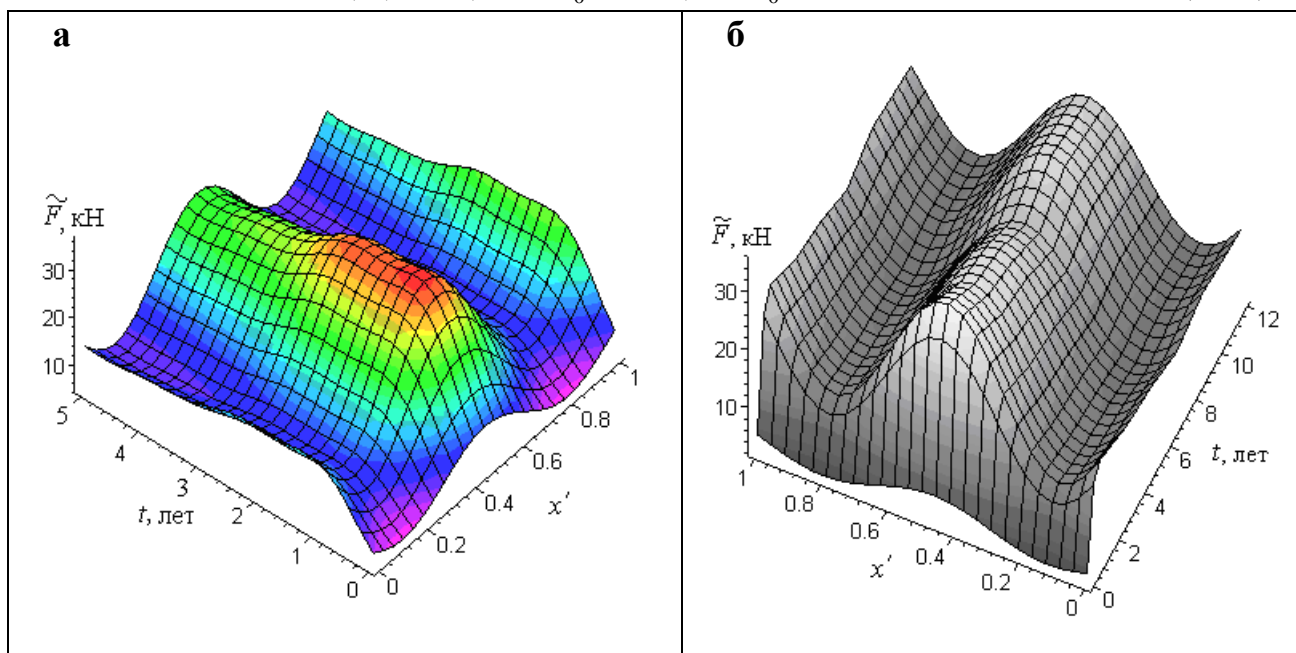


Рис.62. Распределение натяжения анкеров по ширине выработки во времени

где M_0^U, M_0^F – математические ожидания начальных значений смещений контура кровли и натяжения анкера в одной и той же точке;

$D \in (1,2)$ – фрактальная размерность кривой;

$b > 1$ – некоторое вещественное число.

Величины D , b определяются из условия минимума функционала невязки:

$$M_f(D, b) = \int_{U_{\min}}^{U_{\max}} |\tilde{F}(U) - M[\bar{F}(U)]|^2 dU, \quad (6.14)$$

где $U_{\min} = \min_i A_{i,1}^U$, $U_{\max} = \max_i A_{i,\tilde{M}}^U$.

Минимум функционала невязки определяется из системы трансцендентных уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\partial M}{\partial D} = 0, \\ \frac{\partial M}{\partial b} = 0. \end{cases} \quad (6.15)$$

Инвариантная запись зависимости натяжения анкеров от смещений кровли имеет вид:

$$\bar{F}(U) = \prod_i K_i \cdot \tilde{F}(U), \quad (6.16)$$

где K_i – некоторые коэффициенты влияния, обеспечивающие разброс значений случайного процесса $\bar{F}(U)$ вокруг его математического ожидания $\tilde{F}(U)$.

Общий закон изменения натяжения анкеров по ширине камеры в зависимости от смещений её кровли можно представить формулой:

$$\tilde{F} = F\{x, \tilde{U}(x, t)\}, \quad (6.17)$$

На рис. 6.63 в качестве примера показан график зависимости $F(x', U)$, где $x' = x/B$, для камеры привода конвейера 1Л120У конвейерного хода уклона № 3 шахты «Обуховская» ОАО «Шахтоуправление “Обуховская”».

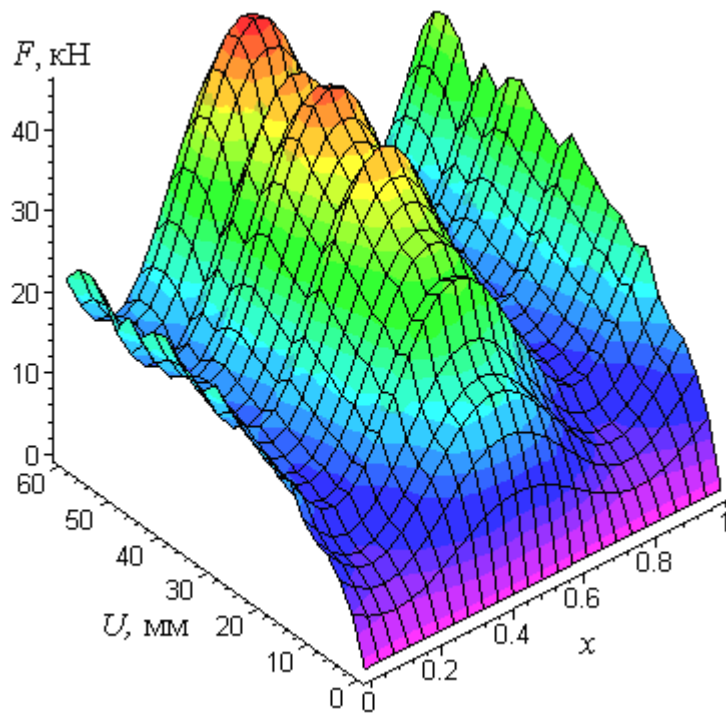


Рис. 6.63. Фрактальная поверхность распределения натяжения анкеров по ширине камеры в зависимости от смещений её кровли

Результаты обработки данных о натяжении анкеров от смещений кровли большепролетных камер и сопряжений $\tilde{F}(U)$ дают возможность на основании зависимости $\tilde{U}(x, t)$ с высокой точностью прогнозировать натяжение анкеров по ширине выработки в любой момент времени. Приведенные зависимости (6.13)-(6.17) учитывают масштабное копирование распределения величин натяжения анкеров в каждом интервале смещений и описывают соответствующий реальному ступенчатый характер разброса значений растягивающих усилий в штангах. Скачкообразное падение натяжения анкера может быть обусловлено его «обыгрыванием», раздавливанием породных выступов на контакте с опорным элементом, вступлением в работу установленного рядом более жёсткого анкера, техногенным воздействием, а резкий рост растягивающего усилия – интенсивными смещениями кровли, защемлением стержня в шпуре вследствие послойных подвижек пород.

Использование полученных результатов при математическом моделировании разрушения анизотропного породного массива, вмещающего

крупногабаритную камеру (сопряжение), позволяет определить оптимальные параметры анкерной крепи и с высокой точностью прогнозировать развитие геомеханической ситуации в любой момент времени[102, 121, 122].

ПЛАН-ПРОСПЕКТ

учебного пособия «Обеспечение устойчивости трещиноватых породных массивов в окрестностях подземных горных выработок» (авт.: Б.Б. Луганцев, Ю.Н. Кузнецов, И.И. Мартыненко)

Введение	3
1 Основные направления и результаты исследований проблемы обеспечения устойчивости породных массивов в окрестностях подземных горных выработок	5
1.1 Анализ классификаций устойчивости пород кровли	5
1.2 Анализ результатов исследований трещиноватости и устойчивости горных пород	12
2 Методические основы фрактального моделирования трещиноватых породных массивов, вмещающих горные выработки	23
2.1 Фрактальная размерность как мера неровностей поверхностей трещин в горных породах	23
2.2 Фрактальные модели случайных процессов	26
2.3 Методические принципы моделирования развития трещин в горных породах	31
3 Теоретические исследования устойчивости пород кровли горных выработок и угольных забоев лав	35
3.1 Основные принципы обеспечения устойчивости трещиноватых горных пород	35
3.2 Количественная оценка устойчивости кровли в призабойном пространстве лав	37
3.3 Исследование устойчивости угольного забоя при подвигании забоев лав по восстанию пласта.....	42
3.4 Особенности взаимодействия механизированной крепи с кровлей при выемке угля по восстанию пласта	55
3.5 Оценка устойчивости заанкерванной кровли подготовительной выработки	63
3.6 Построение фрактальной модели анизотропного породного массива, вмещающего горную выработку произвольного сечения	66

4 Шахтные исследования трещиноватости породных массивов, вмещающих горные выработки	71
4.1 Исследования трещиноватости пород кровли горных выработок	71
4.2 Связь трещиноватости и смещений пород в окрестностях горных выработок	82
4.3 Развитие трещиноватости в боках горных выработок	111
5 Методическая база обоснования и разработки технико-технологических решений по обеспечению устойчивости трещиноватых породных массивов в окрестностях горных выработок	127
5.1 Методические основы построения фрактальной модели породного массива для исследования его устойчивости в окрестностях горных выработок	127
5.2 Разработка прогрессивных технических и технологических решений по обеспечению устойчивости трещиноватых пород, вмещающих горные выработки	146
6 Шахтные исследования эффективности практической реализации прогрессивных решений по обеспечению устойчивости трещиноватых породных массивов в окрестностях горных выработок	159
6.1 Исследование эффективности повышения несущей способности анкерной крепи	159
6.2 Исследования работоспособности технологических решений по упрочнению пород кровли очистных выработок	172
6.3 Исследования эффективности заполнения пустот над верхним элементом арочной крепи	175
6.4 Исследования эффективности технологии поэтапного сооружения крупногабаритных камер и сопряжений подготовительных выработок с применением анкерной крепи в качестве постоянной	208
Литература	289

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

Борис Борисович Луганцев – доктор технических наук, генеральный директор Шахтинского научно-исследовательского и проектно-конструкторского угольного института;



Юрий Николаевич Кузнецов – доктор технических наук, профессор Московского государственного горного университета;



Игорь Иванович Мартыненко – кандидат технических наук, заведующий лабораторией Шахтинского научно-исследовательского и проектно-конструкторского угольного института.



СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Малинин С.И. Геологические основы прогноза поведения пород в горных выработках по разведочным данным. – М.: Недра, 1970.
2. Васильев П.В., Иванов К.И., Карнышев А.Д. Управление кровлей на пологих пластах. – М.: Госгортехиздат, 1962.
3. Руководство по управлению кровлей и креплению очистных забоев на пластах с углом падения до 35 градусов. – Донецк: ДонУГИ, 1976.
4. Овчаренко Б.П., Овчаренко Г.В., Дмитриев П.Н. Влияние физико-механических свойств горных пород и геологических факторов на устойчивость кровли в условиях Донбасса // Изв. вузов. Горный журнал. – 1986. – № 1.
5. Временные указания по управлению горным давлением в очистных забоях на пластах мощностью до 3,5 м с углом падения до 35 градусов. – Л.: ВНИМИ, 1982.
6. Фисенко Г.Л. Предельные состояния горных пород вокруг горных выработок. – М.: Недра, 1976.
7. Борисов А.А., Матанцев В.И., Овчаренко Б.П., Воскобоев Ф.Н. Управление горным давлением. – М.: Недра, 1983.
8. Васильев П.В., Малинин С. И. Влияние основных геологических факторов на поведение пород в горных выработках. – М.: Госгортехиздат, 1960.
9. Фармер Я. Выработки угольных шахт. – М.: Недра, 1990.
10. Смехов Е.М. Закономерности развития трещиноватости горных пород и трещинные коллекторы // Сб. науч. тр. / ВНИГРИ. – Л.: Гостоптехиздат, 1961. – Вып. 172.
11. Zener G. Fracturing of Metals // Amer. Sos. Metals. – Cleveland, 1948.
12. Deruyttere A., Greenough G. // Inst. Metals. – 1956. – № 84.
13. Orowan E. Dislocations in Metalls // American Institute of Miming and Metallurgical Engineers. – 1954. – № 4.
14. Stroh A.H. // Advances in Physices. – 1957. – №6.

15. Stroh A.H. // *Phil. Mag.* – 1958. – № 3.
16. Gilman J.J. // *Trans AJME.* – 1958. – № 12.
17. Low J.R. *Relation of Properties to Microstructure* // *Amer. Soc. Metals.* – Cleveland, 1954.
18. Owen W.S., Averbach B.L., Cohen M. // *Trans. Amer. Soc. Metals.* – 1958. – № 50.
19. Невский В.А. Генетическая классификация трещин горных пород // *Изв. вузов. Геология и разведка.* – 1964. – № 3.
20. Ажгирей Г.Д. *Структурная геология.* – М.: МГУ, 1956.
21. Косыгин Ю.А. *Основы тектоники нефтяных областей.* – М.: Гостоптехиздат, 1952.
22. Белоусов В.В. Тектонические разрывы, их типы и механизм образования. // *Сб. науч. тр. / ГФИ АН СССР.* – М., 1952. – Вып. 17.
23. Невский В.А. Об одном примере влияния взрывных работ на особенности трещинной тектоники горных пород. // *Сб. науч. тр. / ДАН СССР.* – М., 1961. – т. 139. – № 6.
24. Перменов Е.Н. Тектоническая трещиноватость Русской платформы // *Моск. общ. испыт. природы: Сб. науч. тр.* – М., 1949. – Вып.12, 16.
25. Лыков И.Ф. Гипотеза о направлении кливажа и трещины в массиве горных пород // *Уголь.* – 1968. – № 2.
26. Бублик Ф.П., Иванов Г.А. Влияние трещиноватости на прочность угольного массива // *Уголь.* – 1966. – № 6.
27. Бич Я.А., Егоров П.В. Исследования в натуральных условиях влияния трещиноватости угольного пласта на характер деформирования и несущую способность его краевой части // *Сб. науч. тр. / ВНИМИ.* – Л., 1966. – Вып. 60.
28. Филатов Н.А. Зависимость прочностных и деформационных свойств образцов на эквивалентных материалах от направления их слоистости. // *Сб. науч. тр. / ВНИМИ.* – Л., 1966. – Вып. 60.
29. Ержанов Ж.С. Напряженное состояние одиночных выработок в наклонно слоистом горном массиве. – Алма-Ата: Наука, 1967.

30. Савин Г.Н. Влияние крепления на распределение напряжений возле узких подземных горных выработок. // Записки института горной механики АН УССР. – Киев, 1947. – № 5.
31. Борисов А.А. Механика горных пород и массивов. – М.: Недра, 1980.
32. Проскуряков Н.М. Управление состоянием массива горных пород. – М.: Недра, 1991.
33. Шубин И.Н. Определение степени трещиноватости скальных пород в тоннельных выработках. // Транспортное строительство. – М., 1960. – № 12.
34. Мечиков О.С. Определение кусковатости взорванной массы и изучение трещиноватости горных пород фотограмметрическим способом. Дисс. ... канд. тех. наук. – М.: МГИ, 1958.
35. Корягин А.В., Никитин В.А. Определение глубин поверхностных трещин флуоресцентным методом. // Известия АН СССР – М., 1951. – № 6.
36. Королев А.В. Методы изучения мелкой трещиноватости горных пород // Тр. ин-та геологии АН УзССР. – Ташкент, 1951.
37. Нейштадт Л.И. Опыт количественного учета трещиноватости в целях инженерно-геологической оценки горных пород // Сб. материалов по инженерной геологии. – М.: Metallurg, 1953. – Вып. 4
38. Протождяконов М.М. Разрушение углей и пород. – М.: Углетехиздат, 1958.
39. Протождяконов М.М., Чирков С.Е. Трещиноватость и прочность горных пород в массиве // Сб. науч. тр. – М.: Наука, 1964.
40. Harley G. Proposed Ground Classification for Mining Purposed // Engineering and Mining Journal. – 1926. – Vol. 122. – № 10.
41. Ржевский В. В., Новик Г.Я. Основы физики горных пород. – М.: Недра, 1973.
42. Ставрогин А.Н. , Протосеня А.Г. Прочность горных пород и устойчивость выработки на больших глубинах. – М.: Недра, 1985.
43. Свойства горных пород при разных видах и режимах нагружения / А.И. Берон, Е.С. Ватолин, М.И. Койфман и др. – М.: Недра, 1984.

44. Кацауров И.Н. Механика горных пород. – М.: Недра, 1981.
45. Irwin G.R. Linear Fracture mechanics, Fracture transition and Fracture control // Engineering fracture mechanics. – 1968. – vol 1 – № 2.
46. Rumpf H. Physical aspects comminution and new formulation of Law of comminution // Powder technology. – 1972. – Vol. 7. – № 3.
47. Шемякин Е.И., Фисенко Г.Л., Курленя М.В. и др. Зональная дезинтеграция горных пород вокруг подземных выработок. Данные Натурных наблюдений // ФТРПИ. – 1986. – № 3.
48. Шемякин Е.И., Фисенко Г.Л., Курленя М.В. и др. Зональная дезинтеграция горных пород вокруг подземных выработок. Разрушение горных пород на моделях из эквивалентных металлов // ФТРПИ. – 1986. – № 4.
49. Шемякин Е.И., Фисенко Г.Л., Курленя М.В. и др. Зональная дезинтеграция горных пород вокруг подземных выработок. Теоретические представления // ФТРПИ. – 1987. – № 1.
50. Открытие № 400. Явление зональной дезинтеграции вокруг подземных выработок / Е.И. Шемякин, М.В. Курленя, В.Н. Опарин и др. – Оpubл. 1992. Бюл. № 1.
51. Зональная дезинтеграция пород вокруг горных выработок на больших глубинах / Э.А. Тропп, М.А. Розенбаум, В.Н. Рева, Ф.П. Глушихин. – Л.: ФТИ АН СССР, 1985.
52. Adams G. R. , Jager A. J. Petroscopic observation of rock fracturing ahead of stope faces in deep – level gold mines // SAIMM– Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy. – 1980. – Vol. 80. – № 6.
53. Дмитриев В.А. Формирование зон упругого восстановления и зон сжатия вокруг горных выработок // Уголь – 1983. – № 12.
54. Курленя М.В. Опарин В.Н. Ерёменко А.А. Об отношении линейных размеров блоков горных пород к величинам раскрытия трещин в структурной иерархии массивов // ФТРПИ. – 1993. – № 3.

55. Савин В.А., Луганцев Б.Б., Мартыненко И.И. Исследование трещиноватости пород, вмещающих выемочные выработки на шахтах АО «Гуковуголь» // Научно–технические проблемы строительства и охраны горных выработок: Сб. науч. тр. – Новочеркасск: НГТУ, 1996.
56. Луганцев Б.Б., Посыльный В.В., Фиалкин В.П. Исследование условий поддержания вентиляционного ходка № 4 шахты «Соколовская». // Научно–технические проблемы строительства и охраны горных выработок: Сб. науч. тр. – Новочеркасск: НГТУ, 1996.
57. Griffiths A.A. The phenomena of rupture in solids. – 1920. – Vol. 221 – № 2.
58. Родин Р.А. О механизме роста трещины при разрушении упруго–хрупкого тела // Изв. вузов. Горный журнал. – 1991. – № 10.
59. Борулев А.Д., Круцан В.С, Макеев В.К., Подымов В.В. Кинетическая модель динамического деформирования и разрушения горных пород. Часть 1: Физическое построение // ФТПРПИ. – 1992. – № 3.
60. Борулев А.Д., Круцан В.С. , Макеев В.К, Подымов В.В. Кинетическая модель динамического деформирования и разрушения горных пород. Часть 2: Математическое описание процесса разрушения // ФТПРПИ. – 1992. – № 4.
61. Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г. Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах. – М.: Недра, 1985.
62. Черепанов Г.П. Современные проблемы механики разрушения // Проблемы прочности. – 1987. – № 6.
63. Потураев В.Н., Булат А.Ф., Колесников В.Г. Физико–механические аспекты разрушения горных пород и проблемы геомеханики // ФТПРПИ. – 1991. – № 2.
64. Кавлакан М.В. О влиянии неоднородной структуры вмещающих пород на распределение опорного давления // ФТПРПИ. – 1988. – № 1.

65. Курленя М.В., Опарин В.Н., Рева В.Н., Глушихин Ф.П., Розенбаум М.А., Тапсиев А.П. Об одном методе оценки напряженного состояния массивов горных пород // ФТПРПИ. – 1992. – № 5.
66. Алексеенко С.Ф. Современные представления о деформировании и разрушении горных пород. – М.: Недра, 1985.
67. Алексеенко С.Ф. Исследование напряжённого состояния породного массива в окрестности горной выработки // Изв. вузов. Горный журнал. – 1989. – № 9.
68. Байбатчаев А.Б. Тектоническая природа анизотропии физико–меха–нических свойств горных пород // Изв. вузов. Горный журнал. – 1990. – № 6.
69. Байбатчаев А.Б. Тектонофизический прогноз естественного напряжённо–деформированного состояния терригенных пород // Изв. вузов. Горный журнал. – 1992. – № 3.
70. Жданкин Н.А., Колоколов С.Б. Об интерпретации экспериментальных данных при измерении напряжений // ФТПРПИ. – 1990. – № 1
71. Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г. Пластичность горных пород. – М.: Недра, 1979.
72. Черняк И.Л., Бурчаков Ю.И. Управление горным давлением в подготовительных выработках глубоких шахт. – М.: Недра, 1984.
73. Ставрогин А.Н., Тарасов Б.Г., Ширкес О.А. Статистическая модель деформации неоднородных твёрдых тел (горных пород) в условиях высоких давлений и больших деформаций // ФТПРПИ. – 1990. – № 1.
75. Barnsley M.F., Devaney R.L., Mandelbrot B.B. The science of fractal images. – New York: Springer, 1988.
76. Пьетронеро Л., Тозатти Е. Фракталы в физике // Тр. шестого Международного симпозиума. – М.: Мир, 1988.
77. Мандельброт Б.Б. Фрактальная геометрия природы. – М.: Институт компьютерных исследований, 2002.

78. Mandelbrot B.B., Passoja D.E., Paullay A.J. // Nature. – 1984. – Vol. 721. – № 308.
79. Федер Е. Фракталы. – М.: Мир, 1991.
80. Лунг Ч. Фракталы и разрушение материалов с трещинами // Фракталы в физике: Сб. науч. тр. / Сост. Л. Пьетронеро, Е. Тозатти. – М.: Наука, 1988.
81. Луис Э., Гинеа Ф., Флоренс Ф. Фрактальная природа трещин // Фракталы в физике: Сб. науч. тр. / Сост. Л. Пьетронеро, Е. Тозатти. – М.: Наука, 1988.
82. Weibull W., J. Appl. //Mech. – 1951. – Vol. 293. – № 18.
83. Луганцев Б.Б., Лущик А.Г., Кулешов Е.С. Имитационные модели разрушения пород и угля в подземных горных выработках // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. Науки. – 2004. – Приложение № 7.
84. Луганцев Б.Б. Исследование процесса образования трещин в породах, вмещающих выемочные выработки, с использованием фрактальных моделей // Уголь. – 1996. – № 12.
85. Луганцев Б.Б. Результаты исследований трещиноватости пород, вмещающих горные выработки // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. Науки. – 2004. – Приложение № 7.
86. Бондаренко А.П., Луганцев Б.Б. Влияние устойчивости кровли на выбор технологии выемки угля в лаве // Струговая выемка: Сб. науч. тр. – Шахты: ИГД им. А.А. Скочинского, ШахтНИУИ, 1990.
87. Кравченко В.И. Предупреждение завалов очистных забоев. – М.: Недра, 1970.
88. Хорин В.Н. Расчёт и конструирование механизированных крепей. – М.: Недра, 1988.
89. Кратч Г. Сдвигение горных пород и защита подрабатываемых сооружений. – М.: Недра, 1978.
90. Руководство по управлению горным давлением на выемочных участках шахт Восточного Донбасса / А.П. Бондаренко, Б.Б. Луганцев, В.В. Беликов и др. – Шахты: ШахтНИУИ, 1992.

91. Байбатчаев А.Б. Классификация устойчивости кровли и составление прогнозных картограмм // Уголь. – 1986. – № 2.
92. Матвеев В.А., Лущик А.Г. Вопросы техники безопасности в струговых лавах, работающих по восстанию // Струговая техника и технология: Сб. науч. тр. – Шахты: ИГД им. А.А. Скочинского, ШахтНИУИ, 1988.
93. Лущик А.Г., Матвеев В.А. Комплексное решение вопросов струговой технологии при отработке угольных пластов по восстанию // Системный подход в горном деле. Проблемы, теория, методы: Тез. докл. Всесоюз. науч.-техн. конф. молодых учёных и специалистов угольной промышленности 22–24 ноября 1991 г. – М.: ИГД им. А.А. Скочинского, 1991.
94. Барон Л.И. Коэффициенты крепости горных пород. – М.: Наука, 1972.
95. Справочное пособие по свойствам углей. – Шахты: ШахтНИУИ, 1973.
96. Барон Л.И. Характеристики трения горных пород. – М.: Недра, 1967.
97. Зенков Р.Л. Механика насыпных грузов. – М.: Машиностроение, 1964.
98. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механика подземных сооружений и конструкции крепей. – М.: Недра, 1984.
99. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений. – М.: Недра, 1982.
100. Лурье А. И. Теория упругости. – М.: Наука, 1970.
101. Луганцев Б.Б., Мартыненко И.И., Солуянов Н.О. Построение фрактальной модели анизотропного породного массива, вмещающего горную выработку произвольного сечения // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. Науки. – 2005. – Специальный выпуск.
102. Луганцев Б.Б., Мартыненко И.И., Солуянов Н.О. Реализация фрактальной модели разрушения пород кровли выработки с анкерной крепью // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. Науки. – 2007. – Специальный выпуск.
103. Луганцев Б.Б., Мартыненко И.И., Мартыненко И.А. О влиянии пустот за крепью на смещения кровли штреков // Уголь Украины. – 1994. – № 10.

104. Инструкция по выбору рамной металлической податливой крепи горных выработок. – Л.: ВНИМИ, 1986.
105. Методические указания по исследованию горного давления в угольных и сланцевых шахтах. – Л.: ВНИМИ, 1973.
106. Методы и средства решения задач горной геомеханики / Г.Н. Кузнецов, К.А. Ардашев, Н.А. Филатов и др. – М.: Недра, 1987.
107. Методические указания по решению практических задач управления горным давлением на шахтах. – Л.: ВНИМИ, 1986.
108. Указания по рациональному расположению, охране и поддержанию горных выработок на угольных шахтах СССР. – Л.: ВНИМИ, 1985.
109. Лурье А.И. Теория упругости. – М.: Наука, 1970.
110. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела. – М.: Наука, 1977.
111. Лехницкий С.Г. Анизотропные пластинки – М.: Гостехиздат, 1947.
112. Черепанов Г.П. Механика хрупкого разрушения. – М.: Наука, 1974.
113. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений. Том 1 / Ю. Ито, Ю. Мураками, Н. Хасебэ и др.; под ред. Ю. Мураками; пер. с англ. В.И. Даниленко, В.Э. Наумова; под ред. Р.В. Гольдштейна, Н.А. Махутова. – М.: Мир, 1990.
114. Луганцев Б.Б. Повышение обоснованности выбора технологических решений по обеспечению устойчивости кровли в выемочных выработках и очистных забоях // Научно–технические и технологические проблемы угледобывающего производства Восточного Донбасса: Сб. науч. тр. – Ростов-на-Дону, Северо-Кавказский научный центр высшей школы, 2001.
115. Луганцев Б.Б., Мартыненко И.И., Быковский В.В. Шахтные исследования способов установки металлических анкеров с замками распорного типа // Научно–технические проблемы разработки

месторождений, строительства и охраны горных выработок: Сб. науч. тр. – Новочеркасск: НГТУ, 1997.

116. Луганцев Б.Б., Мартыненко И.И., Стулов Ю.Д. Повышение эффективности крепления горных выработок металлическими анкерами распорного типа // Технология горного производства и социально–экономические проблемы регионов Восточного Донбасса: Сб. науч. тр. – Шахты: ЮРО АГН, 1998.

117. Инструкция по расчёту и применению анкерной крепи на угольных шахтах России. – СПб.: ВНИМИ, 2000.

118. Рева В.Н., Мельников О.И., Райский В.В. Поддержание горных выработок. – М.: Недра, 1995. – 270 с.

119. Инструкция по расчёту и применению анкерной крепи на шахтах Ростовской области. – Шахты: ШахтНИУИ, 1993.

120. Руководство по повышению несущей способности длительно эксплуатируемой анкерной крепи распорно–замкового и клинощелевого типов на шахтах Ростовской области. – Шахты: ШахтНИУИ, 2001.

121. Луганцев Б.Б., Мартыненко И.И., Солуянов Н.О. Действующие напряжения в породах кровли горной выработки без крепи // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. Науки. – 2007. – Специальный выпуск.

122. Harlow D.G., Phoenix S.L. // Adv. Appl. Probab. – 1982. – Vol. 68. – № 14.

123. Бахвалов Н.С. Численные методы. – М.: Лаборатория базовых знаний, 2002.

124 Патент 2099536 РФ, E21 Д 11/00. Способ установки анкера / Б.Б. Луганцев, Ю.Д. Стулов, Н.И. Парада, И.И. Мартыненко, О.Б. Стулова. – Оpubл. 20.12.97. Бюл. № 35.

125. Патент 2069758 РФ, E21 Д 11/00. Способ крепления выемочных штреков / Б.Б. Луганцев., И.И. Мартыненко, В.А. Савин. – Оpubл. 27.11.96. Бюл. № 33.

126. Патент 1776319 СССР, E21 Д 11/14. Арочная податливая крепь / В.Н. Алексеенко, Б.Б. Луганцев, И.И. Мартыненко. – Оpubл. 15.11.92. Бюл. № 42.

127. Патент 1796024 СССР, E21 Д 11/10. Способ крепления выемочных выработок / И.И. Мартыненко, Б.Б. Луганцев, В.Н. Алексеенко. – Оpubл. 15.02.93. Бюл. № 6.

128. Патент 2043505 РФ, E21 Д 11/00. Способ крепления горных выработок / И.И. Мартыненко, Б.Б. Луганцев, В.В. Быковский, В.Н. Алексеенко. – Оpubл. 10.09.95. Бюл. № 25.

129. Патент 2079665 РФ, E21 Д 15/48. Костёр для охраны выемочных выработок. / Б.Б. Луганцев, И.И. Мартыненко, В.А. Савин. – Оpubл. 20.05.97. Бюл. № 14

130 Патент 2083846 РФ, E21 Д 23/03, E21 С 41/18, E21 Д 15/28. Способ безлюдной выемки крутых тонких пластов / Б.Б. Луганцев, Р.М. Попов, Ю.Д. Стулов, Н.И. Парада, И.И. Мартыненко. – Оpubл. 10.07.97. Бюл. № 19.
