К 59

А.М.КОЗЕЛ, В.А.БОРИСОВЕЦ, А.А.РЕПКО

ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ И СПОСОБЫ ПОДДЕРЖАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ



УДК 622.268.6.016.22 + 622.837.016.22

Кёзел А. М., Борисовец В. А., Решко А. А. Горное давление и способы поддержания вертикальных стволов. М., «Недра», 1976. 293 с.

В книге описаны состояние, причины повреждения и классификации условий проходки и поддержания вертикальных стволов в обычных горно-геологических условиях, даны новые представления о напряженно-деформированном состоянии массивов пород вблизи вертикальных стволов и оценка устойчивости пород. Рассмотрены условия работы крепи в стволах вне зоны влияния и при влиянии очистных работ.

Рекомендованы меры защиты вертикальных стволов от влияния очистных работ. Определены условия рационального поддержания и меры защиты стволов в обычных горно-геологических условиях и при выемке предохранительных целиков. Рассмотрены область применения и методы расчета крепи стволов в обычных горно-геологических условиях и отмечены особенности поддержания стволов на больших глубинах.

Книга предназначена для инженерно-технических работников горных предприятий, проектных и научно-исследовательских институтов, а также для преподавателей и студентов вузов.

Табл. 55, ил. 92, список лит. — 157 назв.

К $\frac{30701-168}{043(01)-76}$ 271—76

© Издательство «Недра», 1976

В девятой пятилетке в области капитального строительства широко осуществлялись намеченные партией и правительством мероприятия по внедрению новых эффективных материалов и облегченных конструкций с целью экономии государственных средств и сокращения сроков строительства.

В шахтном строительстве и, в частности, при сооружении вертикальных стволов эти мероприятия являются особенно актуальными в связи со значительной капиталоемкостью и трудоемкостью проходческих работ, постоянно возрастающей глубиной разработок, повышенными требованиями к надежности стволов и осложнениями условий их поддержания.

В настоящее время только в угольной промышленности ежегодно проходится более 11 км вертикальных стволов. Кроме того, около 9 км стволов проходится в горнорудной и около 2 км в горнохимической промышленности. Из общего объема проходки стволов в сложных горно-геологических условиях сооружается около 2 км (способами цементации, замораживания и бурения). Кроме того, при широко развивающейся реконструкции шахт приходится сооружать стволы в весьма сложных горнотехнических условиях: в ранее подработанных толщах, старых целиках недостаточных размеров и т. п. Однако большинство стволов проходится в обычных горно-геологических и горнотехнических условиях. Тем не менее, затраты времени и средств на сооружение стволов составляют до $^1/_3$ общих затрат на строительство горного предприятия. При этом 40—60% этих средств уходит на крепление.

В связи с этим только более полный и дифференцированный учет конкретных геологических и горнотехнических условий, ясное представление об условиях работы крепи и пород и их взаимодействии, а также разработка и внедрение новых высокопрочных облегченных и специальных конструкций крепи могут

служить резервом снижения ее толщины, удешевления строительства и улучшения условий поддержания вертикальных стволов.

Работы в области горной геомеханики вообще и, в частности, фундаментальные исследования горного давления в вертикальных стволах, проведенные под руководством проф. Г. А. Крупенникова [82], создали основу для качественно нового подхода к проектированию крепи стволов. Были получены статистически обобщенные эмпирические нагрузки на крепь, разработан новый прогрессивный подход к ее расчету с учетом связи с породами.

Разработаны новые методы охраны стволов от влияния очистных работ, при которых оптимальные размеры околоствольных предохранительных целиков определяются с учетом горногеомеханических процессов в толще пород и допускаемых деформаций для конкретных видов крепи и армировки, а также с учетом экономических факторов [5]. Результаты этих исследований были учтены в СНиП II-М. 4—65, включающем расчет монолитной бетонной крепи, в Правилах охраны сооружений от вредного влияния очистных работ, в рекомендациях для стволов, проходимых бурением.

В последние годы получены новые данные о механическом и напряженно—деформированном состоянии пород околоствольного массива. Расширился опыт применения облегченной крепи, в частности, набрызгбетон стал применяться и в стволах угольных шахт.

Однако еще при проектировании стволов предусматривается обычно монолитная бетонная крепь толщиной 300—500 мм, что определяется недостаточной проработкой вопросов надежности и их освещения в печати, а также возможностями применяемой технологии сооружения крепи. Завышение толщины крепи стволов всего лишь на 200—300 мм ведет к неоправданному перерасходу по новому строительству не менее чем на 7 млн. руб. ежегодно.

Одним из путей снижения неоправданных запасов прочности и толщины крепи является применение более прогрессивной технологии, в частности, безопалубочного возведения облегченных типов крепи.

Исследования ВНИМИ по обоснованию направлений разработки мер защиты стволов от влияния очистных работ явились

основой совместных с ВНИИОМШСом и Южгипрошахтом разработок по конструктивной защите крепи и армировки стволов [31].

Сейчас уже не вызывает сомнения необходимость приспособления крепи и армировки стволов к ожидаемым деформациям в комплексе с другими горными и горнотехническими мероприятиями в условиях существенного влияния очистных работ и при осадках массива от водопонижения.

Приспособление крепи и армировки позволяет существенно сократить, а иногда и вынимать полностью околоствольные предохранительные целики, запасы угля в которых резко возрастают с увеличением глубины работ, достигая 6—10 млн. т на одну шахту.

В книге на основе обобщения фактических данных и результатов исследований рассмотрены и систематизированы состояние, условия проходки и поддержания вертикальных стволов в угольных бассейнах страны. Приведены основные сведения о массивах горных пород, их начальном напряженном состоянии и деформировании, необходимые для понимания процессов взаимодействия пород и крепи. Даны результаты исследования механического состояния пород вблизи стволов.

Рассмотрены критерии устойчивости пород с учетом естественной и технологической неоднородности массивов, условия работы и роль крепи вне зоны и в зоне влияния очистных работ, определены условия рационального поддержания, вопросы надежности и долговечности, а также меры защиты стволов в широком диапазоне геологических и горнотехнических условий, а также при выемке околоствольных предохранительных целиков, которые иллюстрируются соответствующими примерами из отечественной и зарубежной практики. Определены область применения и условия эффективной работы монолитной бетонной и облегченной крепи, сформулированы условия, основные требования и методические приемы, необходимые для расчета обычных и специальных податливых типов крепи.

Затронуты вопросы поддержания стволов в условиях высоконапорных водоносных горизонтов и на больших глубинах с учетом ползучести и старения бетона, а также ползучести и вязкопластического течения пород.

В основу монографии положены материалы исследований *, выполненных авторами или под их руководством во ВНИМИ главным образом после 1965 г.

Авторы поставили задачу обобщить горногеомеханические исследования и опыт на всех этапах сооружения и поддержания стволов для разработки комплексных решений, направленных на обоснование уменьшения толщины крепи и оптимальных мер защиты и поддержания стволов угольных шахт в обычных и весьма благоприятных горно-геологических условиях.

Учтены разработки ряда отечественных и зарубежных исследователей, а также мировой опыт проектирования, сооружения и поддержания вертикальных стволов.

Предисловие (совместно с А. М. Козелом), главы I (§ 1 совместно с А. М. Козелом), II, III (§§ 10 и 12) и IV (§§ 13—17) написаны канд. техн. наук В. А. Борисовцом, главы III (§ 8; §§ 9 и 11 — совместно с В. А. Борисовцом), IV (§ 18), V (§ 22 совместно с А. А. Репко), VI и VII (§ 27 совместно с А. А. Репко) — канд. техн. наук А. М. Козелом, главы IV (§ 19) и VII (§ 28) — канд. техн. наук А. А. Репко.

Авторы приносят благодарность рецензенту д-ру техн. наук К. В. Руппенейту за ценные замечания при подготовке рукописи, способствовавшие улучшению ее содержания.

Все критические замечания по работе будут приняты с благодарностью.

---

* В экспериментальных работах на разных этапах принимали участие сотрудники ВНИМИ В. В. Галахов, А. И. Димов, Г. А. Иевлев, А. В. Пирогов, Е. Б. Ревзюк, А. И. Савельев, В. А. Смирнов, А. С. Тютерев, М. Б. Хусид и др.

ГЛАВА I

ОБЩЕЕ СОСТОЯНИЕ И ОСНОВНЫЕ ПРИЧИНЫ ПОВРЕЖДЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ В ОБЫЧНЫХ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

§ 1. РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ СОСТОЯНИЯ СТВОЛОВ В ДОНБАССЕ

В разное время многими исследователями отмечались отдельные причины нарушения крепи стволов в Донбассе, а начиная с 1950 г. рядом организаций проводились планомерные обследования состояния стволов. ВНИМИ проведены массовые обследования состояния стволов в 1955, 1963 и 1969 гг. Кроме того, в процессе выполнения экспериментальных работ в разное время эти сведения уточнялись и дополнялись. Материалы обследования систематизированы. В 1969 г. непосредственно было обследовано 69 стволов, в том числе 9 наклонных [70].

Общее число существенно нарушенных стволов и их удельный вес по отношению ко всем действующим стволам, оборудованным подъемами, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Район	Всего существенно нарушенных стволов	% к общему числу	Число вертикальных стволов	% ко всем вертикальным стволам	Число наклонных стволов	% ко всем наклонным стволам
Донбасс в пределах:						
УССР	89	8,5	45	8,8	44	8,1
Ростовской области	15	8,2	13	15	2	2,1
Итого по Донбассу	104	8,4	58	9,7	46	7,7

Обследования показали, что около 91% всех стволов, в том числе 90% вертикальных и 92% наклонных, находятся в удовлетворительном состоянии.

Несмотря на сравнительно небольшой удельный вес нарушенных стволов, протяженность их в целом по бассейну достигает многих десятков километров. Требуются значительные затраты на ремонт, и это наиболее ощутимо там, где встречаются сложные

геологические (крутое падение, естественная нарушенность и слабые вмещающие породы), горнотехнические (влияние очистных работ и сопрягающихся выработок) и гидрогеологические (агрессивные и напорные подземные воды) условия. Сложные геологические и горнотехнические условия характерны для комбинатов Артемуголь, Орджоникидзеуголь, Первомайскуголь, Кадиевуголь, Краснодонуголь и Ворошиловградуголь, а гидрогеологические — для комбинатов Красноармейскуголь, Ростовуголь и Гуковуголь. Наиболее благоприятные условия и, как следствие, наименьший удельный вес нарушений характерны для антрацитовых районов Донбасса.

Обычно нарушения вызывались несколькими причинами одновременно. В табл. 2 приведены характеристика основных причин и их удельный вес в нарушении вертикальных стволов. К прочим причинам относятся: плохое качество крепи и армировки, обмерзание в зимний период, механические повреждения крепи и армировки подъемными сосудами, гниение деревянной крепи, вынос песка и др.

Таблица 2

Группа	Основные причины нарушения крепи вертикальных стволов	Общее число нарушенных стволов		
		Донбасс в пределах УССР	Донбасс в пределах Ростовской области	Итого по Донбассу
I	Недостаточные фактические размеры околоствольных целиков в результате частичной их выемки:			
	количество	26	—	26
	% от общего количества	58	—	45
II	Повышенное давление на ствол в местах сопряжения с примыкающими выработками вследствие ослабления массива:			
	количество	10	—	10
	% от общего количества	22	—	17
III	Неблагоприятные условия в зонах геологических нарушений, а также наличие слабых пучащих пород:			
	количество	3	—	3
	% от общего количества	7	—	5
IV	Агрессивное воздействие подземных вод на крепь и армировку:			
	количество	—	11	11
	% от общего количества	—	85	19
V	Прочие причины:			
	количество	6	2	8
	% от общего количества	13	15	14

Анализ динамики распределения нарушенных участков показывает, что имеют место в основном одни и те же причины нарушений. В количественном отношении также не наблюдается заметного снижения числа нарушений в целом по бассейну по сравнению, например, с 1955 г. Однако соотношение причин нарушений изменилось. Так, если доля стволов, нарушенных под влиянием очистных работ (I группа), снизилась незначительно, то удельный вес стволов, нарушенных по II группе, снизился на 17%, а по III группе — на 9%. На 27% возросло число стволов, нарушенных под влиянием воздействия агрессивных подземных вод (IV группа).

Несмотря на успешную ликвидацию нарушений во многих стволах благодаря применявшимся мероприятиям, общее их число не снизилось вследствие повреждений недавно пройденных, а также участков старых стволов, где мероприятия по ликвидации и предотвращению нарушений не нашли должного применения или оказались недостаточными.

Основной причиной нарушений стволов под влиянием очистных работ (I группа), особенно в Центральном районе Донбасса, явились недостаточные фактические размеры околоствольных предохранительных целиков, что отмечалось уже ранее [82]. И если предотвращению искривления стволов в результате сдвижения пород в то время уделялось достаточно внимания, то влияние активизации сдвижения и особенно опорного давления получило отражение в нормативных документах только в 1968—1971 гг. Наибольшее число нарушений под влиянием очистных работ наблюдается в стволах старых шахт, где периодическое перекрепление нарушенных участков жесткой крепью в условиях продолжающегося сдвижения, как показывает опыт, успеха не имеет. Жесткая крепь в таких условиях применена и в некоторых новых стволах. Только в самое последнее время были применены простейшие узлы податливости в виде деревянных прокладок. Однако для сложных условий крутого падения этих простейших мер недостаточно; здесь требуется разработка и тщательная проверка наиболее эффективных мер защиты. Примерами нарушений крепи под влиянием очистных работ являются стволы шахт им. В. И. Ленина и «Комсомолец» комбината Артемуголь (рис. 1, 2), а также некоторые другие.

Влияние околоствольных выработок (II группа) наиболее характерно для комбинатов Донецкуголь, Артемуголь, Орджоникидзеуголь, Ворошиловградуголь и Кадиевуголь. При этом число стволов, имеющих нарушения по этой причине, в комбинате Ворошиловградуголь резко уменьшилось (более чем в 2 раза) по сравнению с 1955 г. Здесь в свое время наблюдалась массовая деформация околоствольных выработок, пройденных по слабым породам на недостаточном друг от друга расстоянии и закрепленных крепью, не соответствующей условиям. Сказывалось также затопление выработок во время войны. Последую-

ший ремонт этих выработок и участков стволов и усиление их крепи дали положительные результаты. Нарушение крепи ствола в результате влияния околоствольных выработок показано на рис. 3. Выполнение требований, предусмотренных нормативными документами [30, 104], в основном должно обеспечить устойчивость сопряжений новых стволов с околоствольными выработками.

Наибольший удельный вес имеет влияние неблагоприятных геологических условий (III группа — тектоническая нарушен-

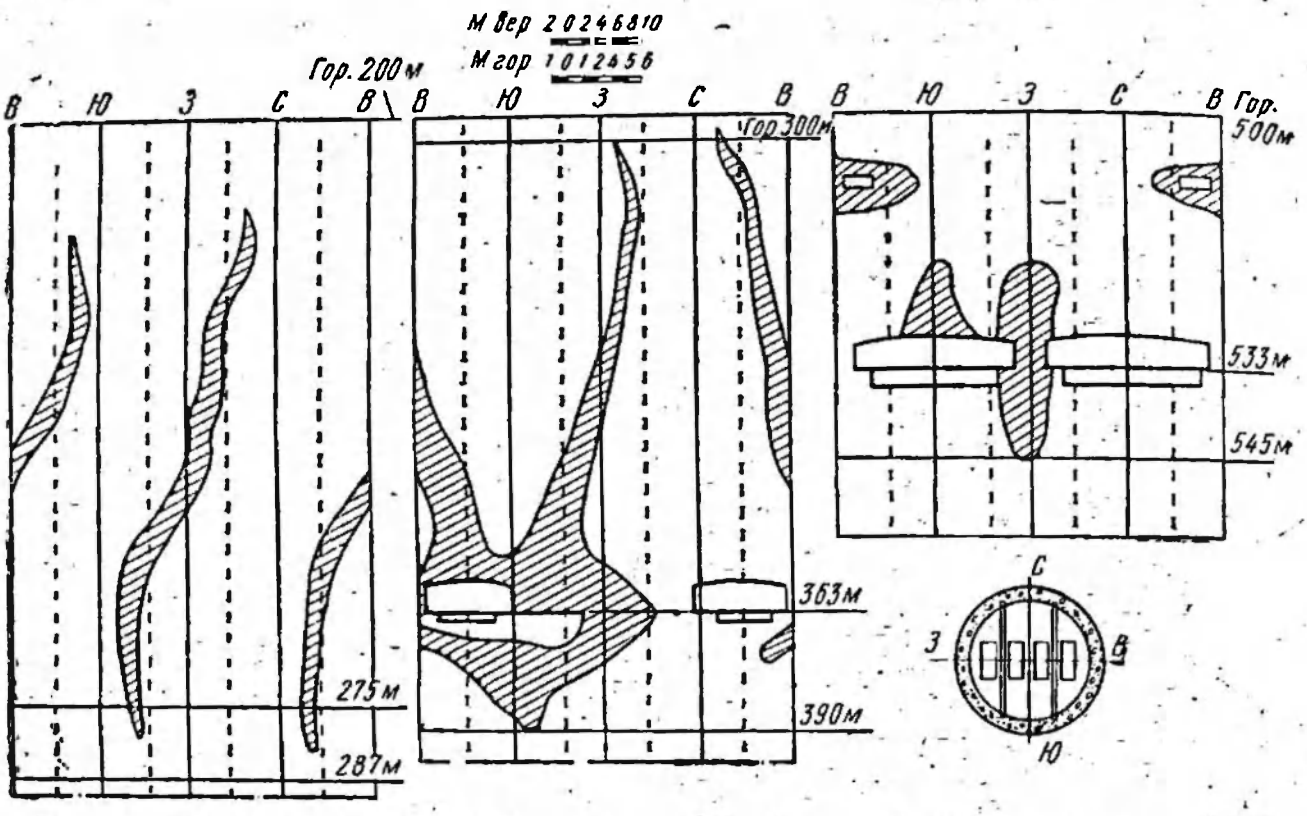


Рис. 1. Характер нарушений монолитной бетонной крепи ствола № 6 шахты им. В. И. Ленина комбината Артемуголь

ность массива, наличие слабых и пучащих пород) на шахтах комбинатов Ворошиловградуголь, Кадиевуголь и Первомайскуголь, где положение почти не изменилось по сравнению с 1955 г. На ряде старых стволов путем усиления крепи удалось избавиться от нарушений, однако они возникли на углубляемых участках и в новых стволах. Характерно влияние мощного геологического нарушения на шахте им. Д. Ф. Мельникова комбината Первомайскуголь, где оно сочетается с влиянием очистных работ. Устойчиво высокая доля влияния неблагоприятных геологических условий в повреждении крепи стволов и возникновении нарушений новых участков свидетельствует о недостаточной изученности проявлений горного давления, отсутствии обоснованных исходных данных и мероприятий для обеспечения сохранности крепи в таких условиях.

Обращает на себя внимание резкое увеличение числа стволов, нарушенных в результате агрессивного воздействия подземных вод на крепь и частично на армировку (IV группа). При этом

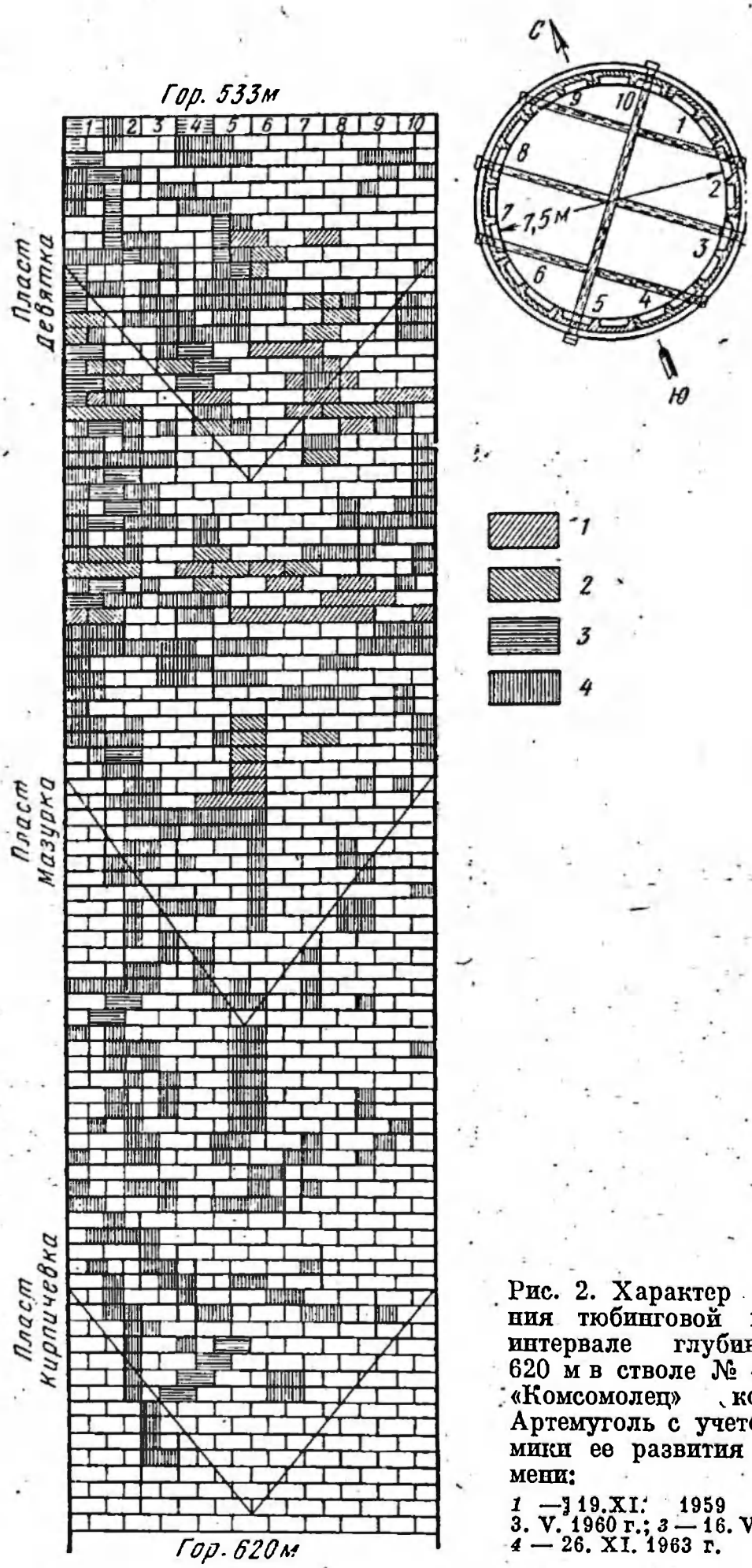


Рис. 2. Характер нарушения тюбинговой крепи в интервале глубин 533—620 м в стволе № 4 шахты «Комсомолец» комбината Артемуголь с учетом динамики ее развития во времени:

1 — 19. XI. 1959 г.; *2* — 3. V. 1960 г.; *3* — 16. VI. 1962 г.; *4* — 26. XI. 1963 г.

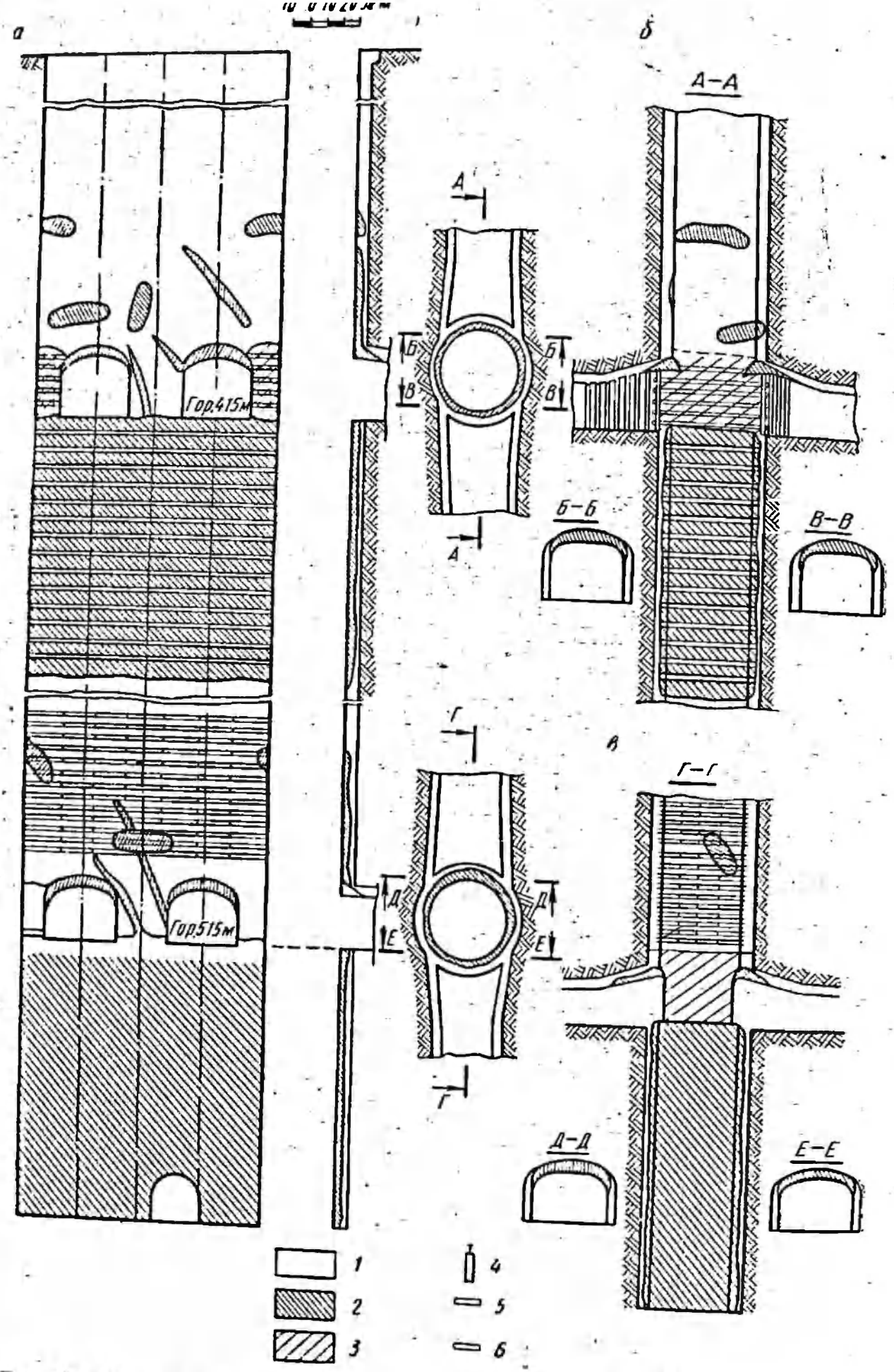


Рис. 3. Характер нарушений и схема ремонта монолитной бетонной крепи ствола № 2-бис шахты им. XXII съезда КПСС комбината Кадиевуголь:

а — развертка крепи ствола; *б*, *в* — сопряжение с околоствольными выработками горизонтов 415 и 515 м; *1* — ненарушенная крепь; *2* — нарушенная крепь; *3* — участок крепи, восстановленный монолитным бетоном; *4* — участок, усиленный металлической крепью; *5* — участок, усиленный рельсами; *6* — кольца временной крепи

в комбинате Артемуголь роста нет, а в Донецкугле наблюдается даже небольшое уменьшение. Рост удельного веса нарушений по этой причине произошел главным образом за счет шахт комбинатов Ростовуголь и Гуковуголь. Здесь значительные нарушения в 7 стволах из 11 возникли по этой причине, в том числе в двух после 1955 г.

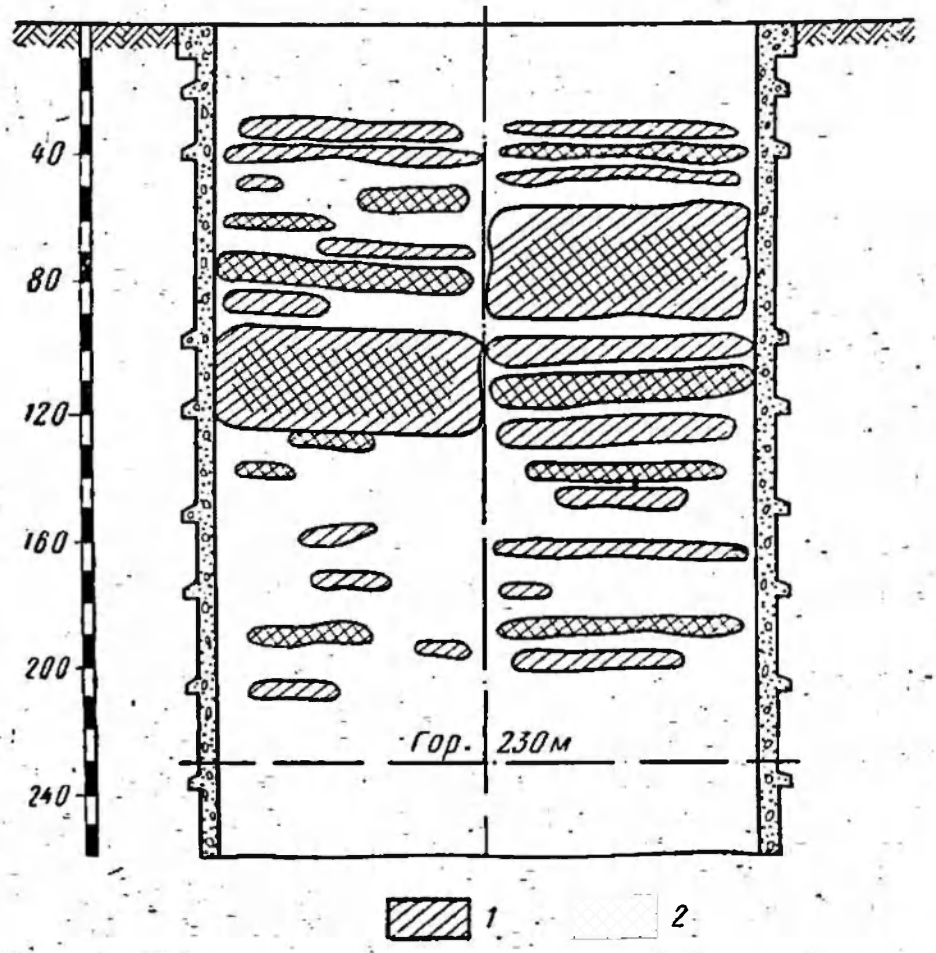


Рис. 4. Характер нарушения монолитной бетонной крепи клетевого ствола шахты «Западная» комбината Гуковуголь агрессивными подземными водами:
1 — до 0,2 м толщины крепи; *2* — свыше 0,2 м

Характер разрушения крепи агрессивными подземными водами представлен на рис. 4. К настоящему времени наиболее нарушенные стволы в этих комбинатах восстановлены безопалубочным методом бетонирования с помощью набрызгбетона, изготовленного на сульфатостойких цементах, либо с добавками, повышающими стойкость бетона к агрессивным водам [17].

Накопленный опыт и наблюдения за восстановленными стволами показали, что плотная набрызгбетонная крепь весьма эффективна при наличии агрессивных подземных вод.

Серьезным недостатком существующей практики выбора и проектирования крепи, вследствие отсутствия обобщений новейших исследований, которыми могли бы руководствоваться работники горной промышленности, является недостаточный учет

изменчивости условий поддержания стволов в процессе их эксплуатации. В этот период уделяется недостаточное внимание охране стволов, понимаемой как создание наиболее благоприятных условий их поддержания в части исключения или компенсации вредного влияния очистных работ, околоствольных выработок, проведения строго согласованных с горно-геологической, гидро-геологической и горнотехнической обстановкой мероприятий по ремонту и приспособлению крепи и армировки, повышению устойчивости и снижению вредных деформаций околоствольного массива.

Весьма остро стоит вопрос о защите стволов в Центральном районе Донбасса, где околоствольный массив продолжает сдвигаться вследствие подработки его очистными работами в довоенные годы и активизации сдвижения от последующих работ. По данным ВНИИОМШСа, расходы на поддержание, связанные только с влиянием очистных работ, составляют в условиях Центрального района Донбасса до 80 тыс. руб. в год на ствол.

На действующих стволах возможности капитального перекрепления с применением сложных конструкций крепи и армировки весьма ограничены. Нарушения работы этих стволов серьезно затрудняют работу шахт.

Рассмотренные случаи существенно нарушенных стволов Донбасса составляют примерно 10% от числа всех действующих стволов. Состояние остальных (90%) стволов удовлетворительное. Однако под словом «удовлетворительное» подразумеваются стволы, поддержание которых не вызывает осложнений по очень многим причинам: либо наличие прочных, малообводненных и устойчивых пород, пересекаемых стволом, либо соответствие или несоответствие типа, конструкции и грузонесущей способности крепи конкретным геологическим, гидрогеологическим и горнотехническим условиям того или иного района.

Результаты обследования и экспериментальные данные свидетельствуют о том, что в большинстве случаев грузонесущая способность крепи стволов является завышенной и не соответствует конкретным условиям, а также прямому ее назначению. Это приводит к существенному удорожанию и увеличению сроков строительства стволов. В связи с этим значительный интерес представляют материалы обследования состояния стволов и некоторые сведения из истории их поддержания в антрацитовых районах Донбасса.

М. М. Протодьяконов еще в 1916 г. в работе «Описание Донецкого бассейна» приводил данные о 38 незакрепленных стволах и шурфах общей протяженностью 1110 м. Некоторые из этих стволов сохранились до 1960—1966 гг. на территории комбината Ростовуголь. Рассмотрим их состояние.

Главный ствол шахты им. Фрунзе, пройденный в 1861 г. глубиной 160 м и диаметром 3,6 м, успешно эксплуатировался без крепи вплоть до закрытия шахты в 1960—1961 гг., т. е. 100 лет.

Вентиляционный ствол шахты им. Петровского глубиной 135 м эксплуатировался без крепи вплоть до закрытия шахты в 1960—1961 гг.

Грузо-людской и вентиляционный стволы б. шахты «Пролетарская диктатура» глубиной соответственно 110 и 59 м прямоугольного сечения сданы в эксплуатацию в 1892 г. Устья их закреплены кирпичом и бутовым камнем. До глубины соответственно 42 и 16,5 м стволы были закреплены сплошной деревянной венцовой крепью (крепь находится в хорошем состоянии). Остальная часть стволов поддерживалась без крепи. В незакрепленной части вывалов, заколов или отслоений пород за весь срок службы не наблюдалось.

Вентиляционный ствол № 1 б. шахты «Пролетарская диктатура» глубиной 233 м сдан в эксплуатацию в 1950 г. Устье эллиптической формы поперечного сечения, а остальная часть — прямоугольного. Отдельными протяженными участками закреплен деревянной крепью. На участках от 190 до 207 м и от 223 до 233 м крепь отсутствует. С момента проходки состояние крепи и незакрепленных стенок — хорошее.

На территории комбината Донбассантрацит в разное время было пробурено несколько вентиляционных скважин-стволов глубиной 200—250 м и диаметром 1,2—2,0 м. Две скважины сохранились до 1966—1969 гг. в удовлетворительном состоянии. Одна из них расположена на территории шахтоуправления Яновское (скважина № 1), вторая — шахтоуправления им. газеты «Известия» (скважина № 2).

Скважина № 1 глубиной 204 м диаметром до глубины 47 м — 2,1 м, в остальной части — 1,8 м, начата бурением в 1948 г. и сдана в эксплуатацию в 1953 г. С 1954 г. по 1960 г. скважина № 1 эксплуатировалась как вентиляционный ствол. На глубине 195 м она имела сопряжение с вентиляционной выработкой, пройденной по пласту Хрустальскому. В 1963 г. и 1966 г. дважды была обследована. В 1963 г. производилось визуальное обследование с промерами глубины, диаметра и вертикальности, а также зарисовками и фотографированием мест нарушений в породных стенках [22]. Скважина пересекает пологопадающую свиту пород, которая характеризуется несколько повышенным содержанием алевролитов и песчаников. Угол падения пород составляет около 10°. Во время эксплуатации вывалов пород и других нарушений не было отмечено. В 1961 г. скважину погасили, а сопряжение с вентиляционной выработкой засыпали породой. Устье глубиной 6,5 м и диаметром 3 м закреплено монолитным бетоном. Далее скважина не закреплена. До глубины 15 м в слоях глинистого сланца, залегающего между пластами трещиноватого известняка, стенки нарушены, порода осыпалась и легко обирается рукой. Диаметр на этом участке увеличился на 0,2—0,7 м. Общая протяженность вывалов 11,8 м, что составляет 6,2% по отношению к обследованной части.

На глубине от 28 до 47 м скважина пересечена тремя крутопадающими трещинами с неровными осыпавшимися краями, расположенными в мощном слое песчаника и ориентированными почти нормально напластованию пород. Здесь же на глубине от 29 до 35 м с южной стороны имеется почти вертикальная трещина разрыва, края которой разошлись на 1—2 мм. Причиной появления трещин в песчанике послужило сдвижение пород в результате ведения очистных работ в 1954—1955 гг. по пласту Хрустальскому мощностью 1,2 м. Расстояние очистных работ от скважины с восточной и северной сторон 40 м. Кроме того, в 1958—1959 гг. на расстоянии около 60 м с южной стороны велись очистные работы по пласту Садовому мощностью 0,7 м, который залегает на 9 м ниже Хрустальского. Примерно 155 м, или 68% обследованной части не имеют никаких видимых нарушений породных стенок.

Скважина № 2 глубиной 203 м и диаметром 1,2 м пробурена в 1939 г. В 1967 —1968 гг. по ее оси пройден вентиляционный ствол диаметром 5 м в свету и глубиной 260 м, закрепленный монолитным бетоном толщиной 300 мм. Обследование показало, что почти за 30 лет в скважине не произошло видимых нарушений породных стенок.

Вентиляционный ствол № 6 шахтоуправления Яновское комбината Донбассантрацит диаметром в свету 4,5 м был пройден в 1938 г. до глубины 180 м и закреплен монолитным бетоном толщиной 400 мм не на всем протяжении. В интервале глубин от 148 до 165 м ствол крепи не имел. На рис. 5 показаны геологические разрезы по незакрепленным стволам б. шахт № 5-бис и № 10—10-бис комбината Донбассантрацит, а также им. Петровского и им. Фрунзе комбината Ростовуголь. Анализ разрезов (рис. 5) показывает, что стволами пересекались в основном прочные и устойчивые породы. Так, около 85% пород, пересеченных стволом шахты № 10—10-бис, составили песчаники, известняки и песчанистые сланцы. По стволу шахты им. Петровского и № 5-бис эти породы составляют 50%, по стволу шахты им. Фрунзе 70,3%, по стволу № 6 шахты 5—7 — около 80%. Остальное приходится на долю глинистых сланцев, угля и других слабых пород. Отметим, что глинистые сланцы по сравнению с аналогичными породами других бассейнов и районов обладают довольно высокими прочностными характеристиками (300—800 кгс/см^2).

Обследование состояния стволов в этих районах показало следующее.

На территории комбинатов Донбассантрацит, Свердловантрацит и Красподонуголь 57,5% вертикальных стволов закреплено монолитным бетоном, 21,3% — железобетонными тюбингами, 18% — деревянной венцовой крепью и 3,2% — бетонными блоками. Из общего числа стволов, закрепленных монолитным бетоном, 44,3% имеют толщину крепи 400—600 мм, 13,2% — 200—300 мм (монолитным бетоном толщиной 200 мм закреплены

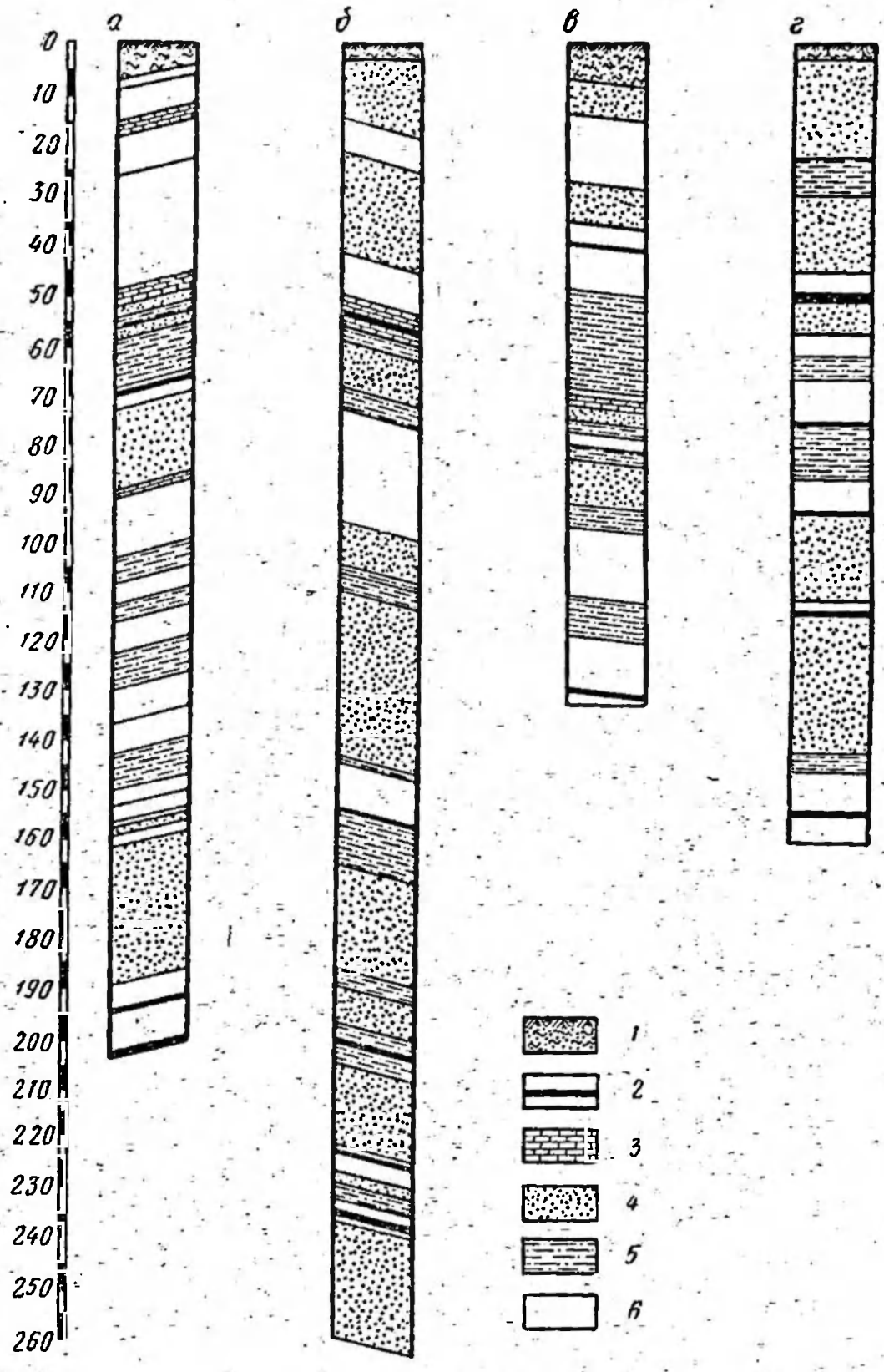


Рис. 5. Геологические разрезы по незакрепленным стволам бывших шахт: *а* — № 5-бис; *б* — № 10—10-бис комбината Донбассантрацит; *в* — им. Петровского; *г* — им. Фрунзе комбината Ростовуголь; *1* — почвенно-растительный слой, суглинок; *2* — антрацит; *3* — известняк; *4* — песчаник; *5* — песчанистый сланец; *6* — глинистый сланец

ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА
Шифр
2

вентиляционные скважины диаметром 1,2—2,0 м, пройденные способом бурения).

На шахтах перечисленных комбинатов нарушения крепи по причине давления пород отсутствуют. Исключение составляют единичные случаи нарушений вследствие влияния очистных работ, проводимых вблизи ствола, околоствольных выработок, обмерзания крепи в зимнее время и гниения древесины в стволах с деревянной крепью.

На территории комбинатов Ростовуголь и Гуковуголь 56,4% стволов закреплено монолитным бетоном, 14,6% — железобетонными и металлическими тюбингами, 4,8% — кирпичом и 24,2% — деревянной крепью. Из числа стволов, закрепленных монолитным бетоном, 44,7% имеют толщину крепи 400—600 мм, 11,7% — 250—350 мм. Каменная крепь (кирпич, монолитный бетон), несмотря на значительную толщину, во многих случаях частично или полностью нарушена агрессивными подземными водами, а также вследствие обмерзания в зимнее время (соответственно 80 и 20% от числа стволов с нарушенной каменной крепью).

В стволах с деревянной крепью имеются значительные повреждения, связанные с гниением древесины, причем в некоторых вентиляционных стволах крепь почти полностью нарушена и не перекреплялась длительное время. Тем не менее ни в одном из приведенных случаев перекрепления стволов, либо длительного поддержания нарушенной и поврежденной крепью, либо вовсе без крепи не отмечалось потери устойчивости породных стенок.

Таким образом, общее состояние крепи и примеры поддержания стволов антрацитовых районов Донбасса показывают, что в подавляющем большинстве случаев крепь здесь играет роль облицовки, не несущей закономерных нагрузок и является средством изоляции породных стенок от воздействия эрозии и случайных вывалов отдельных кусков пород в выработку [17].

Условия проходки и состояние стволов шахт Западного и Южного Донбасса. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия сооружения стволов шахт Западного Донбасса относятся к числу сравнительно сложных. Наличие двух разнородных по составу и свойствам толщ пород (посткарбоновые до глубины примерно 135—150 м и карбоновые) предопределило необходимость применения различных способов проходки (замораживание и обычный) и крепления (комбинированная — чугунные тюбинги и бетон; железобетонная монолитная; железобетонная сборная; чугунные тюбинги с тампонажем закрепного пространства; монолитная бетонная). Однако состояние крепи стволов здесь вполне удовлетворительное. Обследования и замеры радиальных нагрузок на крепь показали, что грузонесущая способность крепи здесь излишне велика [42].

Аварии и нарушения в процессе сооружения стволов были вызваны главным образом низким качеством работ и несоответ-

ствием в некоторых случаях применяемых типов крепи гидрогеологическим условиям.

В настоящее время в Южном Донбассе имеется опыт проходки стволов лишь по одной шахте «Южно-Донбасской» № 1, разрабатывающей коксующиеся угли нижнекарбоновых отложений в зоне их выходов вблизи Приазовского кристаллического массива [87]. Залегание пластов пологое, вмещающие породы представлены аргиллитами, алевролитами и реже песчаниками. Толща носткарбоновых пород (до глубины 174 м) представлена глиной, обводненными песками, мергелем и спонгалитом. Условия проходки весьма сложные. До глубины 240 м стволы проходятся способом искусственного замораживания весьма слабых, неустойчивых и обводненных пород с напорами до 185 м. Крепь принята из монолитного бетона по рецептуре б. НИИ-200 толщиной 500 мм до глубины 168 м, 600 мм — до глубины 192 м и далее толщиной 750 мм. Породы карбона здесь по сравнению с аналогичными породами других районов отличаются очень низкой прочностью, склонностью к хрупкому разрушению и отсутствием существенных пластических деформаций. С увеличением глубины прочность пород незначительно возрастает.

§ 2. СОСТОЯНИЕ И ПРИЧИНЫ ПОВРЕЖДЕНИЯ СТВОЛОВ В ДРУГИХ РАЙОНАХ СССР

Общие сведения. Анализ опубликованных сведений, а также данных Главного вычислительного центра Гипроуглеавтоматизации Минуглепрома СССР показали, что в настоящее время вертикальные стволы в основных горнодобывающих районах закреплены самыми разнообразными видами крепи. В табл. 3 приведены данные о распределении стволов основных бассейнов по некоторым признакам и в том числе по видам крепи.

Наибольшее распространение в последние годы получила монолитная бетонная крепь, возводимая с помощью передвижной металлической створчатой опалубки и спуском бетона по трубам. Так, в общем объеме стволов, сооруженных в Донецкой и Ворошиловградской областях с 1961 г., более 90% закреплено монолитным бетоном, а в других районах этот вид крепи является единственным. Значительная часть стволов закреплена сборной железобетонной крепью: тюбингами ВНИИОМШС и СТК. Наряду с этим эксплуатируются стволы, закрепленные кирпичной, а также смешанной крепью, когда отдельные протяженные и небольшие участки закреплены монолитной бетонной и железобетонной, сборной железобетонной, кирпичной, бетонитовой, каменной блочной, металлической (чугунные тюбинги) и деревянной крепью. В последнем случае имеются в виду старые стволы, которые неоднократно углублялись и перекреплялись для вскрытия и разработки нижележащих горизонтов. По таким стволам можно наглядно представить историю развития техники и меха-

Таблица 3

Бассейн	Всего вертикальных стволов, %	Распределение вертикальных стволов, %																		
		по материалу крепи						по глубине, м									по форме поперечного сечения			
		монолитный бетон	сборный железобетон	металл	дерево	смешанная	другие материалы	до 100	101—200	201—300	301—400	401—500	501—600	601—700	701—800	свыше 800	круглая	прямоугольная	смешанная	прочие
Донецкий	100	42	13	6	14	18	7	9	20	20	15	10	9	5	5	7	83	15	1	1
Кузнецкий	100	89	2	1	5	3	—	8	38	37	12	3	2	—	—	—	93	6	1	—
Карагандинский	100	83	4	2	8	3	—	12	28	27	14	9	4	4	1	1	90	10	—	—
Кизеловский	100	70	12	6	10	2	—	2	33	21	15	15	2	2	10	—	88	12	—	—
Челябинский	100	82	—	—	14	4	—	2	23	59	14	—	2	—	—	—	82	18	—	—
Печорский	100	72	—	—	21	7	—	25	20	23	—	10	—	17	5	—	80	20	—	—
Львовско-Волынский	100	5	—	52	—	43	—	5	—	—	43	31	21	—	—	—	100	—	—	—

низацию возведения крепи, а также применяемые в то время наиболее рациональные ее типы и материалы.

Смешанные крепи применяют в тех случаях, когда стволы пересекают разнородные толщи пород: в верхней части слабые неустойчивые обводненные, требующие применения специальных способов проходки, а в остальной части — прочные, устойчивые, малообводненные. Такие условия характерны для шахт Львовско - Волынского бассейна, Западного Донбасса, новых районов Карагандинского бассейна, а также Красноармейского, Селидовского, частично Центрального и Восточного (Ростовская обл.) районов Донбасса.

В последние годы в ряде районов в соответствующих благоприятных условиях применяют для ремонта действующих и сооружения новых стволов облегченную крепь из набрызгбетона и комбинированную: штанговую с металлической сеткой и набрызгбетоном [17]. По состоянию на 1 мая 1971 г. сооружено вертикальных стволов с применением облегченной крепи свыше 2 км и отремонтировано свыше 3 км.

Кузнецкий бассейн. Отличительной особенностью Кузнецкого бассейна является наличие пластов большой мощности и значительные тектонические нарушения. Месторождения бассейна обводнены. Воды, за исключением Томьусинского месторождения, не агрессивны. Мощность посткарбоновых отложений невелика и достигает 30—35 м.

Вертикальные стволы по глубине распределяются следующим образом: до 100 м — 8,0%; от 100 до 200 м — 38,0%; от 200 до 300 м — 37,0%; от 300 до 400 м — 12%; от 400 до 500 м — 3%; свыше 500 м — 2%. Мощность наносов составляет в среднем 9% от общей глубины стволов, а мощность пересекаемых угольных пластов — до 7% [125].

По залеганию пород стволы распределяются следующим образом: 51% крутое падение; 20% наклонное и 29% пологое.

Крепь представлена монолитным бетоном, железобетонными тюбингами и деревом (несколько старых стволов). Стволы с деревянной крепью прямоугольного поперечного сечения. Толщина монолитной бетонной крепи 500—550 мм, сборной железобетонной 300 мм.

Обследования показали, что 22% стволов имели участки с нарушенной крепью. Из этого числа только на двух стволах (шахты «Судженская» и «Центральная») наблюдались деформации крепи под влиянием очистных работ. По данным Сибирского филиала ВНИМИ, в настоящее время под влиянием очистных работ нарушены, кроме того, стволы шахт «Физкультурник», «Комсомолец», «Северная», «Восход», «Анжерская» и др. В остальных случаях нарушения вызваны сезонными обмерзаниями крепи (попеременное оттаивание—обмерзание), вымыванием цемента из бетонной смеси в процессе возведения крепи и коррозией арматуры в железобетонных тюбингах. Характер нарушений монолитной бетонной крепи — в основном раковины и осыпи (шелушение).

В бассейне отсутствуют случаи нарушений крепи вследствие усиленного давления пород, а достигнутые глубины разработки не влияют на снижение устойчивости породных стенок. В то же время имеют место многочисленные случаи длительного поддержания стволов временной и нарушенной крепью. Стволы, закрепленные тюбинговой крепью, почти повсеместно не имеют связи с окружающими породами вследствие отсутствия тампонажного раствора за крепью. Тем не менее ни в одном из перечисленных случаев не отмечалось вывалов пород и связанных с этим нарушений крепи.

Таким образом, обследования показывают, что условия проходки и поддержания стволов Кузбасса являются благоприятными.

Карагандинский бассейн. Шахты бассейна разрабатывают пласты угля нижнекарбоновой угленосной толщи, из которых промышленное значение имеют карагандинская, долинская и

частично тентекская свиты. Пласты карагандинской свиты разрабатываются в Центральном промышленном и Саранском районах. Проходка и поддержание стволов здесь не вызывают осложнений, а крепь может быть частично облегчена. Распределение стволов по материалам крепи, глубине и форме поперечного сечения приведено в табл. 3.

Пласты долинской свиты коксующиеся и сравнительно недавно разрабатываются шахтами Чурубай-Нуринского, Тентекского и Караджаро-Шаханского районов. Залегание пластов и пород пологое (5—18°). Свита залегает под небольшой толщей наносов (30—80 м). Гидрогеологические условия в этих районах довольно сложные. Наличие напорных вод в третичных песках вызвало необходимость специальных способов проходки стволов (главным образом замораживание). Подземные воды являются агрессивными по отношению к бетону. Породы карбоновых отложений представлены аргиллитами, алевролитами и песчаниками небольшой прочности и устойчивости. Аргиллиты при увлажнении склонны к набуханию. С глубиной прочность пород заметно возрастает.

Результаты обследования состояния стволов этих районов [92] показали, что в пределах слабых и неустойчивых пород, по которым проходят стволы специальными способами, для крепления применяют либо монолитную железобетонную крепь толщиной 500 мм, либо железобетонные тюбинги. В остальной части ствол крепят монолитной бетонной крепью толщиной 500 мм. Основными причинами нарушений являются воздействие агрессивных вод на бетонную и железобетонную крепи в процессе их возведения и эксплуатации, попеременное замораживание, связанное с сезонным колебанием температур (приводит к увлажнению бетонной крепи агрессивным конденсатом), а также замерзание бетона в раннем возрасте на участке замороженных пород. В целом состояние крепи в этих районах удовлетворительное, однако имеются отдельные нарушения, вызванные главным образом низким качеством бетонных работ и сложными гидрогеологическими условиями.

Таким образом, условия проходки и поддержания стволов в Центральном промышленном районе Карагандинского бассейна следует признать обычными, а в Чурубай-Нуринском и Тентекском — частично сложными.

Кизеловский бассейн. Основными геологическими структурами бассейна являются асимметричные синклинальные и антиклинальные складки. Угленосная толща (200—285 м) содержит 24 пласта угля, из которых рабочей мощностью обладают на различных участках от 1 до 4. Посткарбоновые отложения представлены известняками, доломитами и их переходными разностями общей мощностью более 500 м. Наносы небольшой мощности (в среднем 5—10 м). Отличительной особенностью бассейна является высокая закарстованность известковых отложений, за-

полненных напорными водами, либо материалом разрушенных пород, что вызывало существенные осложнения при проходке стволов.

Шахтами разрабатываются в основном по три сближенных пласта сложного строения. Мощность верхнего пласта 13 колеблется от 1,5 до 3,0 м, иногда достигая 4—7 м, нижележащие пласты 11 и 9 мощностью 0,8—1,2 м. Расстояние между пластами составляет от 3 до 10 м, иногда 20 м. В пределах бассейна пологое залегание составляет 32%, наклонное 24% и крутое 44%. Глубина горных работ достигает 900 м, управление кровлей — самообрушение; проявления горного давления в виде разрушительных горных ударов.

Обследование состояния стволов, проведенное Уральским филиалом ВНИМИ, показало следующее. Из 32 обследованных стволов 22 находились в удовлетворительном состоянии, а 10 (28%) были в разной мере нарушены при окоптуривании охранных целиков, 18 стволов имели полностью оконтуренные горными работами целики, 5 из этого числа деформированы (38%), а 9 имели целики, оконтуренные по простиранию и 4 из них также нарушены (44%). Остальные стволы имели неоконтуренные целики.

Анализ данных обследования позволил сделать следующие выводы о причинах и характере нарушений крепи:

1. Несмотря на увеличенные размеры предохранительных целиков (особенно по падению) по сравнению с требованиями Правил охраны сооружений, имеют место случаи нарушений.

2. Нарушения, связанные с влиянием очистных работ, происходят или при ведении горных работ под нижней границей предохранительных целиков и реже по простиранию, или при разработке наклонных и крутопадающих пластов, особенно с невыдержанным залеганием.

3. Нарушения под влиянием очистных работ приурочены главным образом к местам пересечения стволами пластов угля, контактов коренных пород с наносами и контактов прочных пород со слабыми.

4. Основной причиной нарушений под влиянием очистных работ являются сдвижения пород по напластованию, которые происходят по контактам с пластами угля и менее прочными породами.

5. Деформации под влиянием очистных работ существенных осложнений в работе шахт не вызывали, однако требовали дополнительных затрат для их ликвидации.

6. При отсутствии влияния очистных работ нарушения связаны в основном с примыкающими выработками и проявляются вблизи сопряжений.

Таким образом, условия проходки и поддержания стволов Кизеловского бассейна относятся к относительно сложным,

однако общее состояние их в целом по бассейну следует признать удовлетворительным.

Челябинский бассейн. Особенностью угленосной толщи бассейна является невыдержанность литологического состава и значительная фациальная изменчивость. Складчатое строение осложнено дополнительной мелкой складчатостью и рядом меридиональных, широтных и косоширотных разрывных смещений сбросово-сдвигового характера с амплитудой от нескольких до десятков и сотен метров. Для синклинальных складок характерно крутое падение восточных крыльев (от 30—40° до 70°) и более пологое — западных (от 5—20° до 30°). Мощность наносов колеблется от 10 до 50 м. Гидрогеологические условия сравнительно благоприятны, а подземные воды в некоторых случаях обладают сульфатной агрессией по отношению к бетону.

Шахтами разрабатывается свыше 40 пластов угля. Пласты угля по мощности и углу падения соответственно распределяются следующим образом: 0,7—1,2 м — 4—9%; 1,21—3,5 м — 40—48%; более 3,5 м — 43—55%; пологие 54—58%; наклонные 30—35%; крутые — 12—15%. Способ управления кровлей в очистных забоях — полное обрушение с шагом посадки после каждого цикла.

Обследование состояния стволов [108 и др.] показало, что из 96 эксплуатируемых стволов 24 получили повреждения, что составляет 25%. Классификация нарушенных стволов по характеру и стадиям возникновения приведена в табл. 4.

Нарушения крепи происходят, главным образом, по двум причинам:

сдвижения пород по напластованию;

Таблица 4

Характер нарушений	Стадия возникновения нарушений				Всего нарушений	
	при строительстве		при эксплуатации			
	число	%	число	%	число	%
Изгиб участков ствола без видимых повреждений	2	1,8	3	2,6	5	4,4
Повреждения крепи стволов . .	37	32,7	12	10,6	49	43,3
Повреждения армировки . . .	1	0,9	28	24,8	29	25,7
Повреждения на сопряжениях . .	25	22,2	5	4,4	30	26,6
Общее число нарушений	65	57,6	48	42,4	113	100

усиленного давления на крепь под влиянием уплотнения пород, вследствие осушения месторождения. Поскольку процесс этот весьма длительный и равномерный, нарушения развиваются медленно и серьезной опасности не представляют.

Таким образом, если исключить вредное влияние очистных работ на стволы, то условия проходки и поддержания здесь можно отнести к обычным, а общее состояние стволов признать удовлетворительным. Об этом свидетельствует также опыт ремонта двух стволов на шахте «Еманжелинская» и бывшем участке № 19а шахты «Батуринская» с применением облегченной крепи из набрызгбетона [17].

Печорский бассейн (Воркутское месторождение). Главной особенностью месторождения является повсеместное распространение многолетней мерзлоты. Мощность мерзлых пород колеблется от 50 до 130 м. Верхняя граница мерзлоты проходит на глубине 1,5—4,0 м. Напосы в среднем составляют 50 м. В четвертичных отложениях часто встречаются водообильные водоносные горизонты. По химическому составу воды мерзлых пород относятся к группе гидро-карбонатно-кальциевых.

В структурном отношении месторождение представляет собой крупную синклинальную складку. Угол падения пород постепенно увеличивается от 8 до 60°. Геологические нарушения имеют характер взбросов. Величина амплитуды разрыва иногда достигает 500 м. Породы карбона представлены песчаниками (30%), алевролитами (31%), аргиллитами (34%) и углем (5%). Мощность разрабатываемых пластов колеблется от 0,8 до 4,5 м.

Стволы по глубине распределяются следующим образом: до 100 м — 25% от 100 до 200 м — 20% от 200 до 300 м — 23% и свыше 400 м — 32%. Крепь в основном представлена монолитным бетоном толщиной от 450 до 600 мм. Армировка смешанная: металлические расстрелы и деревянные проводники.

Из 12 обследованных стволов и шурфов в 6 шахтах, нарушения крепи установлены в 5. Нарушения по причине влияния очистных работ отсутствуют.

Основными причинами нарушений крепи являются следующие [96].

1. Разрушение крепи устьев вследствие совместного воздействия вертикальных и неравномерных радиальных нагрузок, вызванных оттаиванием мерзлых пород вблизи стволов. По этой причине нарушено 2 ствола, что составляет 11,7%.

2. Нарушение бетонной крепи вследствие резкого сезонного колебания температуры (попеременное замораживание—оттаивание крепи), а также агрессивного воздействия подземных вод.

3. Термические напряжения, возникающие вследствие перепада температур между внешней и внутренней поверхностью крепи.

По совместному действию последних двух причин нарушено 3 ствола, что составляет 17,7% обследованных стволов. В коренных породах нарушений крепи не зарегистрировано.

Таблица 5

Бассейн, шахта, ствол	Диаметр ствола в чверне, м	Материал крепи	Толщина крепи, мм	Глубина от поверхности нарушения, м	Характер нарушения
Челябинский					
«Козыревская» № 17, вентиляционный ствол	6	Монолитный железобетон	250	42	Трещины в железобетонной крепи
«Камышинская» № 45, вентиляционный ствол	5	Металл	120	92	1. Разрушение крепи в результате гидравлического удара во время тампонажа 2. Образование воронок за крепью ствола и последующий разрыв сварных швов на отметках 24, 48 и 73 м 3. Образование воронки устья ствола объемом 300 м³ и его оседание
«Подозерная» вентиляционный ствол	6,2	Монолитный железобетон	250	—	Разрушение железобетонной крепи
Подмосковный					
№ 67, вентиляционный шурф № 2748	1,2	Металлические обсадные трубы	10	45	Вдавливание крепи на протяжении 5 м
Львовско-Волынский					
№ 9 «Ново-Волынская», клетевой ствол	6,2	Чугунные тюбинги	200—270	205—232	Трещины в чугунных тюбингах
№ 5 «Ново-Волынская», клетевой ствол	6,2	То же	200—270	194—214	Вертикальные трещины в чугунных тюбингах
Донецкий					
«Трудовская», вентиляционный ствол	2,4	Металлические обсадные трубы	16	—	Вдавливание крепи внутрь ствола на 1 м
«Добропольская», вентиляционный ствол	2,4	То же	16	—	1. Деформация вдавливания крепи внутрь ствола на 0,8 м 2. Осадка устья ствола на 0,5 м
«Красная Звезда», вентиляционный ствол	2,4	»	16	—	Смятие труб до эллипса с осями 2,45 и 0,8 м
То же	1,8	»	16	—	Смятие труб
Им. С. М. Кирова, вентиляционный ствол	1,56	»	16	79—81	То же
«Краснопольская», вентиляционный ствол	2,08	»	16	129—145,5	»
«Таловская», вентиляционный ствол	2,08	»	16	78	»
Карагандинский					
«Вертикальная», шурф № 2	2,08	»	20	135 и 171	Разрыв по сварному шву обсадных труб во время контрольного тампонажа
«Саранская», шурф № 1	2,08	»	20	220	Вдавливание крепи внутрь ствола на 15 см с общей площадью вдавливания 10 м²

Приведенные данные показывают, что здесь имеют место весьма специфические и относительно сложные условия проходки и поддержания стволов. Однако процент нарушенности крепи невелик. Это позволяет считать в целом состояние стволов удовлетворительным и рекомендовать уменьшение грузонесущей способности крепи в коренных породах.

Львовско-Волынский бассейн. Залегание угольных пластов в бассейне почти горизонтальное, а геологические условия примерно однотипны: в верхней части характерно развитие мощных отложений слабых водообильных пород (глин, мергелей и песков) до глубин 300—450 м, ниже которых стволы пересекают типичную толщу малообводненных пород карбона. Такие геологические и гидрогеологические условия предопределили специфику проходки стволов и применявшиеся типы крепи: верхние участки проходили специальными способами и для их крепления применяли чугунные тюбинги с толщиной стенки 25 мм. Такую же крепь, за редким исключением (железобетонные тюбинги), применяли в остальной части в породах карбона.

В процессе сооружения стволов отмечались аварии и нарушения крепи, вызванные главным образом вывалами пород и прорывами подземных вод через неплотности между тюбингами. За время эксплуатации серьезных нарушений отмечено не было, и общее состояние следует признать удовлетворительным, что во многом обусловлено излишней грузонесущей способностью тюбинговой крепи.

Состояние вертикальных стволов, пройденных бурением. По данным 1965 г. в СССР, начиная с 1938 г., пробурено свыше 115 скважин * большого диаметра и стволов (диаметр от 0,9 до 6,3 м) глубиной до 500 м в Челябинском, Подмосковном, Львовско-Волынском, Донецком и Карагандинском бассейнах [36]. Бурение производили в разнообразных геологических и гидрогеологических условиях (от обычных до самых сложных) в породах различной прочности.

Тип, конструкцию и материал крепи выбирали и рассчитывали в зависимости от сложности условий, диаметра и глубины ствола, а также монтажных и технологических ** нагрузок, возникающих при возведении крепи. При этом монтажные нагрузки, как правило, превосходили эксплуатационные, которые возникали в результате проявлений горного давления.

Обследования 103 вертикальных стволов и скважин, проведенные ВНИМИ, показали, что нарушения произошли во всех случаях в период возведения крепи вследствие высоких монтажных и технологических нагрузок. В период эксплуатации нарушений

---

* В это число не вошли стволы, пройденные установками ПД-1 и ПД-1м в Карагандинском и Донецком бассейнах.

** Под технологическими в данном случае подразумеваются нагрузки, которые возникают в результате тампонажа закрепного пространства при введении крепи в работу.

крепи не было зарегистрировано. В табл. 5 приведены данные о некоторых наиболее характерных нарушениях в различных бассейнах.

Таким образом, условия проходки и поддержания стволов и скважин, сооружаемых способом бурения, самые разнообразные, а состояние их в целом по всем бассейнам следует признать весьма удовлетворительным.

§ 3. СОСТОЯНИЕ СТВОЛОВ НА БОЛЬШИХ ГЛУБИНАХ

Глубина ствола имеет различное значение для технологии его сооружения, нагруженности крепи и эксплуатации. С точки зрения горной геомеханики «глубоким горизонтом» при проходке является такой, где резко возрастают деформации пород, например, начинается выдавливание пород или возникают их выбросы и горные удары. Кроме того, спутником больших глубин или перехода на большие глубины являются проявления горного давления в виде внезапных выбросов угля и газа, стреляния пород и угля и некоторые другие. С другой стороны, в более слабых и пластичных породах типа глинистых сланцев интенсивно развиваются процессы незатухающей ползучести и пластического течения.

Поскольку стволами вскрываются глубокие горизонты в первую очередь при строительстве новых шахт, а также реконструкции и углубке действующих, то проявления горного давления, характерные для больших глубин, встречаются и влияют пока главным образом на условия сооружения стволов. Отмеченные в последнее время единичные случаи осложнений при поддержании стволов в слабых породах типа глинистых сланцев (Центральный район Донбасса) пока не характерны для большинства глубоких стволов. Однако в дальнейшем в связи с этим могут возникнуть довольно серьезные трудности, особенно при переходе на большие глубины и в других районах. Не отмечались пока также вредные последствия влияния очистных работ на стволы на больших глубинах, если не считать многих миллионов тонн угля, законсервированных в околоствольных предохранительных целиках, что также является своеобразным его проявлением. Иначе говоря, большая глубина с точки зрения горной геомеханики начинается с того горизонта, где наблюдается качественный скачок в характере тех или иных проявлений горного давления. В различных бассейнах и горнодобывающих районах глубина будет различной в зависимости от многих влияющих факторов. Так, например, для Донецко-Макеевского, Центрального и Алмазно-Марьевского геологических районов Донбасса по условиям выбросоопасности песчаников такая глубина определяется в 700 м. Накопленный за последние годы опыт сооружения стволов на больших глубинах показал, что в таких условиях имеют место серьезные трудности, связанные главным образом

с осложнениями при проходке. В связи с этим кратко рассмотрим основные последствия проявлений газодинамических явлений в вертикальных стволах.

Внезапные поднятия пород. При проходке стволов в Донбассе внезапные поднятия забоя регистрировались 6 раз. Впервые поднятие произошло в забое скипового ствола шахты им. М. И. Калинина комбината Донецкуголь в июле 1954 г. на глубине 516 м, когда забой находился на 2 м выше угольного пропластка мощностью 0,1—0,2 м, расположенного на глубине 518 м. Породы растрескались и приподнялись на высоту 0,3—0,5 м. Из трещин выделялся метан [142]. Еще два поднятия произошли на этой шахте при проходке клетевого ствола: первое в октябре 1954 г. на высоту 0,5 м при подходе к тому же пропластку угля, второе — при подходе к пласту Ливенскому h_{10} в ноябре 1954 г. на высоту 0,8—1,2 м с южной стороны и 0,5 м — с северной.

После вскрытия пласта Ливенского отмечалось, что в кровле его залегает перемятый аргиллит, разлинзованный многочисленными зеркалами («мыльник») мощностью 0,4—0,5 м, наличие которого свидетельствовало о значительных дифференциальных сдвижениях пород кровли относительно угольного пласта. В дальнейшем на этой шахте при проведении горных работ по пластам Смоляниновскому и Ливенскому неоднократно отмечались внезапные выбросы угля и газа.

Внезапные поднятия отмечались также при проходке и углубке стволов на шахтах им. М. Горького комбината Донецкуголь и «Суходольская» комбината Краснодонуголь соответственно в ноябре 1956 г. на глубине 750 м и в сентябре 1969 г. на глубине 485,5 м.

Случаи поднятия отмечались в зонах геологических нарушений и в обычных условиях залегания. В 53% случаев происходило интенсивное выделение метана, а в 26,5% — газовыделения обнаружено не было.

Внезапные выбросы пород. Впервые внезапный выброс песчаника в вертикальном стволе произошел на шахте «Кировская» комбината Донецкуголь при проходке ствола «Новый» 16 сентября 1956 г. [101], когда забой находился на глубине 800 м в 15 м ниже пласта Смоляниновского h_7 при взрывании шпуров. При выбросе слышался глухой удар, сопровождавшийся сильным воздушным толчком, от которого над копром поднялась пыль.

Выброс произошел в мощной (35 м) толще прочного светло-серого мелкораздробленного песчаника. Выброшенной массой, измельченной до щебня и песка и нагретой до температуры около 40°, было засыпано около 6 м ствола диаметром 7,75 м (рис. 6). Интенсивность выброса составила 1000 т, а подвигание забоя 12,6 м. После выброса метан в стволе обнаружен не был. Полость выброса имела форму эллипса. Измельчение породы в пре-

делах полости неравномерное. С южной стороны контакт между измельченным песчаником и ненарушенным массивом — четкий с криволинейными поверхностями излома, а с северной отмечена зона трещиноватого, раздавленного песчаника, однако не измельченного. Измельченная порода состояла из песчинок и мелких (0,5—1,5 см толщиной) пластинок песчаника. Расстояние от нижней отметки выброса до нижележащего угольного пропластка (мощность 0,15 м) составляло 8 м.

Второй выброс произошел на шахте им. М. Горького комбината Донецкуголь в январе 1957 г.

Начиная с 1962 г. число выбросов и их интенсивность с развитием горнопроходческих работ на больших глубинах увеличиваются. В табл. 6 приведены некоторые данные [114] о выбросах пород, а в табл. 7 — распределение выбросов по глубине [142].

По состоянию на 1 января 1970 г. внезапные выбросы пород в Донбассе зарегистрированы на 10 шахтах Центрального, Донецко-Макеевского и Алмазно-Марьевского районов. Эти случаи произошли в действующих забоях различных выработок.

Основные данные о выбросах по этим шахтам приведены в табл. 8 [142]. Сюда не вошел случай, происшедший в забое воздухоподающего ствола № 3 шахты «Красноармейская-Капитальная» комбината Красноармейскуголь 24 июня 1970 г. на глубине 997 м. При этом выброшено 924 м³ пород, а забой подвинулся на 10,5 м. Кроме того, по данным работы [138] на шахте «Петровская-Глубокая» только в 1971 г. произошло 456 выбросов пород различной интенсивности.

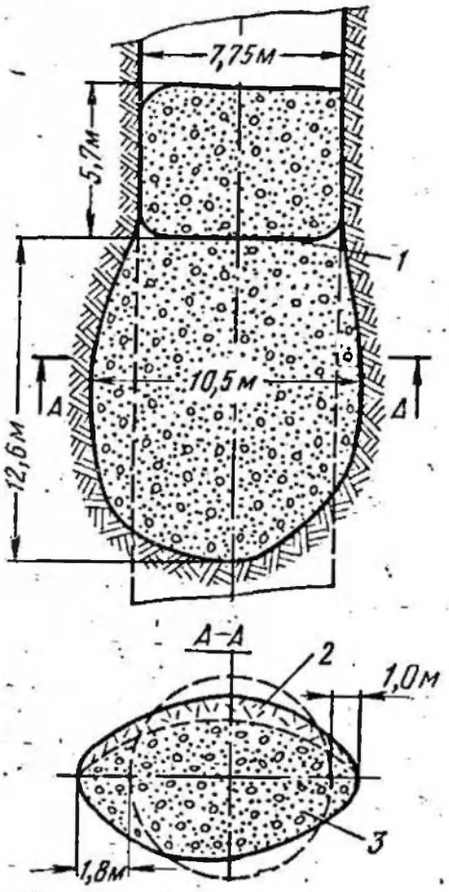


Рис. 6. Схема внезапного выброса в стволе «Новый» шахты «Кировская» комбината Донецкуголь:
1 — положение забоя до внезапного выброса; *2* — растрескан-ный песчаник: *3* — измельченный песчаник

Внезапные выбросы угля и газа. С увеличением глубины разработки увеличивается также опасность внезапных выбросов угля и газа при вскрытии угольных пластов вертикальными стволами. Так, за 1955—1970 гг. на шахтах Донбасса, Кузбасса и Норильска при проходке стволов произошло 10 внезапных выбросов угля и газа [114]. Необходимо учитывать рост газообильности шахт с глубиной и увеличение возможности вскрытия пластов угля стволами на глубинах выше критической.

Так, например, в Кузбассе углубка столько действующих главных стволов неизбежно приведет к вскрытию более 300 пла-

Таблица 6

Год	Число выбросов породы		Количество выброшенной породы, т		Средняя сила выброса, тс	
	общее	в том числе в стволах	общее	в том числе в стволах	общее	в том числе в стволах
1956	—	1	—	1000	—	1000
1957	—	1	—	800	—	800
1962	14	1	6 850	—	490	—
1963	9	1	3 980	600	440	600
1964	62	6	18 000	2960	290	480
1965	101	1	18 800	380	190	380
1966	189	5	83 400	9490	440	1900
1967	273	1	57 000	700	210	700
1968	241	6	36 633	7586	152	1294
1969	365	—	55 422	—	152	—
1970	334	1	66 492	2297	198	2297
1971	487	—	98 758	—	203	—

Таблица 7

Интервал глубины, м	Количество выбросов		Общее количество выброшенной породы	
	всего	%	всего, т	%
700—800	14	1,08	2 302	0,82
801—900	16	1,24	4 118	1,46
901—1000	618	47,72	114 874	40,67
1001—1100	392	30,27	93 590	33,15
1101—1200	245	18,92	64 434	22,82
1201—1300	10	0,77	3 042	1,08
Всего	1295	100	282 360	100

стов на глубинах выше критической по внезапным выбросам угля и газа.

При внезапных выбросах угля и газа выделяется значительное количество метана и происходит весьма внушительный динамический эффект при прохождении газо-воздушной волны.

При углубке ствола на шахте «Центральная» в Кузбассе (1962 г.) при выбросе выделилось около 5000 м³ метана, причем ствол являлся воздухоподающим для действующего горизонта шахты и содержание метана во входящей струе поднялось до 4%.

На шахте «Петровская-Глубокая» в Донбассе в 1966 г. при пересечении скиповым стволом пласта Смоляниновского мощностью 1,05 м произошел выброс с мощным воздушным толчком. В результате этого пулевая площадка, полок для армировки и

Таблица 8

Шахта	Стволы	Околоствольные выработки	Квершлаги	Бремсберги, уклоны, ходки, и сбойки между ними	Полевые выработки	Количество выбросов	
						всего	%
«Кочегарка»	—	—	7	—	1	8	0,62
Им. Артема	—	1	—	—	—	1	0,08
Им. М. Горького	2	3	—	—	—	5	0,39
«Кировская»	1	—	—	—	—	1	0,08
«Петровская»	—	—	17	21	5	43	3,32
Им. К. И. Поченкова	—	—	21	—	50	71	5,48
«Петровская-Глубокая»	20	477	11	561	70	1139	87,95
Им. В. И. Ленина	—	—	3	—	—	3	0,23
«Октябрьская»	7	7	—	—	—	14	1,08
Им. В. Р. Менжинского	—	—	—	—	10	10	0,77
Всего	30	488	59	582	136	1295	—
Процент от общего количества	2,32	37,69	4,55	44,94	10,50	—	100

перемычка в насосную камеру были деформированы, а угольная пыль в виде облака выброшена из ствола на высоту более 50 м.

На полиметаллическом руднике «Комсомольский» в Норильске произошел внезапный выброс угля и газа. При этом было выброшено 450 т угля и 200 000 м³ газа. Уголь заполнил ствол диаметром 6 м на высоту 11,7 м, а за контуром ствола образовались полости на глубину 8—10 м во все стороны.

Приведенные примеры показывают, что выбросы угля и газа при вскрытии пластов стволами являются весьма грозным явлением и приводят к серьезным нарушениям работы шахт при углубке, а также к снижению скорости проходки и нарушению технологии вновь сооружаемых стволов. Кроме того, затрачиваются дополнительные средства на закладку полостей, исправление деформаций, снижается безопасность работ. Так, на руднике «Комсомольский» в Норильске стоимость ликвидации последствий внезапного выброса составила более 11 тыс. руб.

Условия поддержания стволов в выбросоопасных массивах. По данным, приведенным в работе [114], при переходе с глубины разработки 600 м до 1200 м капитальные вложения на 1 т добычи возрастают на 20—25% только за счет увеличения глубины стволов и применения более дорогой крепи. Затраты, связанные с ликвидацией выбросов, забутовкой и увеличением толщины крепи довольно значительны,

однако они как-то компенсируются увеличением подвигания за цикл, сопровождающийся выбросом. Тем не менее остановки стволов, а при углубке на действующих шахтах и остановки шахт, особенно при выбросе пород и угля, сопровождающихся большим газовыделением, резко ухудшают технико-экономические показатели и эффективность работы предприятий.

Вопросы поддержания стволов на участках выбросов имеют большое значение. Предполагалось, что в таких условиях возникнут существенные трудности, хотя выбросы во всех случаях происходят в весьма прочных и устойчивых песчаниках. Однако сопровождающий их мощный динамический эффект, с высвобождением огромного количества энергии может привести к нарушению окружающих пород и повлиять на их устойчивость. С целью проверки этого предположения проводилось обследование горизонтальных и наклонных полевых выработок в зонах, где ранее происходили выбросы большой силы [114]. Выработки были закреплены металлической арочной крепью с железобетонной затяжкой. Обследование показало, что выработки находятся в хорошем состоянии и за много лет не перекреплялись.

Инструментальные наблюдения, проведенные в условиях выбросоопасных песчаников, показали, что породы эти весьма устойчивы, а суммарные смещения на контуре выработок не превышают 100 мм.

Опыт эксплуатации стволов на участках, где ранее наблюдались выбросы, также свидетельствует об отсутствии каких-либо осложнений в условиях их поддержания.

Таким образом, приуроченность выбросов пород к большим глубинам вовсе не говорит еще о том, что в выбросоопасных зонах должна возникать проблема поддержания выработок в процессе эксплуатации шахт.

§ 4. КЛАССИФИКАЦИИ УСЛОВИЙ ПРОХОДКИ, ПОДДЕРЖАНИЯ И СОСТОЯНИЯ СТВОЛОВ

Для разработки мер защиты стволов прежде всего необходимы ясное представление о периоде, времени и степени воздействия вредных проявлений горного давления и конкретные предложения по их предупреждению и регулированию в необходимых пределах, обеспечивающих нормальные, бесперебойные и безопасные условия их строительства и эксплуатации.

В настоящее время условия проходки и поддержания стволов разделяют на обычные и сложные. При этом подразумеваются главным образом условия проходки в зависимости от геологической, гидрогеологической и горнотехнической обстановки конкретного района. Вопросы условий поддержания зачастую на этой стадии вообще не учитываются, что приводит в ряде случаев к ошибочным решениям, которые касаются выбора и расчета

параметров крепи и конструктивно-технологических мер защиты. Поэтому с самого начала вопросы проходки и поддержания стволов должны решаться с учетом двух, а в дальнейшем, возможно, и трех стадий их работы: I — строительства; II — поддержания предохранительными околоствольными целиками, III — поддержания в условиях частичной или полной выемки целиков.

Имеются и другие, более узкие и специфические классификации, которые касаются вопросов устойчивости пород в стенках стволов и режимов взаимодействия крепи с породами, предложенные и достаточно подробно рассмотренные в работе [82]. Однако, на наш взгляд, эти классификации должны дополнять и уточнять более обширные и объемные (макроклассификации), которые позволяли бы в общих чертах прогнозировать условия проходки, поддержания и общее состояние стволов в течение всего их срока службы. В связи с этим необходимость и правомерность такого рода классификаций не подлежит сомнению.

Однако прежде чем рассматривать предложенные классификации, кратко остановимся на основных факторах, которые оказывают непосредственное влияние на условия проходки, поддержания и общее состояние стволов.

Можно выделить две группы факторов, которые существенно отличаются по своему происхождению: естественные, или природные, и искусственные, или производственные, связанные с инженерной деятельностью человека в недрах. К первой группе относятся геологические, гидрогеологические и горногеомеханические условия. Ко второй следует отнести горнотехнические и технологические факторы. Отметим, что горногеомеханические факторы можно отнести в равной мере к первой и второй группам, так как горная геомеханика занимается рассмотрением воздействий на массив пород не только естественных, но и производственных факторов [102].

К основным геологическим факторам относятся: геологическое строение массивов пород; физико-механические свойства, нарушенность, вызванная прошлой и современной тектонической деятельностью, характер залегания, рельеф поверхности и некоторые другие.

Гидрогеологические факторы включают: насыщение массива пород водой (обводненность), напоры, коэффициенты фильтрации (проницаемость), химический состав подземных вод; степень взвешивания пород, снижение их прочности и увеличение пластичности, связь с поверхностными и подземными водоемами, силовое воздействие фильтрующихся вод и т. п.

Горногеомеханические факторы подразделяются на естественные, связанные с природным напряженным состоянием массивов, их происхождением и свойствами, и искусственные, вызванные проведением выработки (например, глубина от поверхности, форма и площадь поперечного сечения, наличие при проходке внезапных выбросов, горных ударов и другие).

Горнотехнические факторы определяются схемой, последовательностью и способами вскрытия, подготовки и разработки полезных ископаемых и содержат следующие компоненты: схему вскрытия, способ подготовки, последовательность выемки свиты пластов или в пределах одного пласта, систему разработки, последовательность прохождения выработок и др.

Технологические факторы содержат способы и приемы, связанные с выемкой породы и полезного ископаемого, крепление, способы охраны выработок и параметры их элементов, механические характеристики, типы и принципиальные схемы крепей, технологические схемы прохождения и использования выработок и т. д.

Перечисленные основные влияющие факторы могут быть, как отмечается в работе [102], разделены также на две группы: постоянно и повсеместно действующие (например, гравитация, механические свойства массивов пород, рельеф местности и т. д.) и временно или локально действующие (например, подземные воды и газы, карсты и геологические нарушения и другие).

Рассмотренные в § 1 и 2 причины нарушений стволов могут быть разбиты на три группы: природные, технологические и эксплуатационные. Природные, или естественные, существуют до сооружения выработки и могут проявиться на любой стадии ее работы, либо активизироваться в результате действия других причин. Технологические возникают в процессе сооружения выработки и связаны с несовершенством технологии, несоответствием типа и несущей способности крепи некоторым технологическим параметрам и монтажным нагрузкам и т. д. Эксплуатационные причины связаны с использованием выработки, разработкой полезных ископаемых, способами охраны и другими воздействиями на массив пород и выработки, пройденной в них, с целью эксплуатации месторождения.

Для предотвращения нарушений крепи и защиты стволов применяют следующие меры [66].

1. Усиление крепи.

2. Конструктивные — приспособление крепи и армировки к ожидаемым деформациям с целью снижения напряжений в элементах конструкций (устройство узлов радиальной и вертикальной податливости, различного рода компенсационных и температурных швов, и прокладок и т. п.).

3. Горноконструктивные (конструктивно-технологические) — штанговая крепь в сочетании с другими видами крепи, например набрызгбетоном и др., применяемыми с целью непосредственного уменьшения перемещений пород или их укрепления в некоторой области.

4. Горные — оставление предохранительных целиков необходимых размеров, рациональный порядок ведения очистных работ у границ целика, закладка выработанного пространства, регциональная и локальная разгрузка пород от повышенных на-

пряжений, расположение выработок околоствольных дворов в прочных и устойчивых породах вкрест простирания пород, исключение взаимовлияющих выработок, закладка погашенных выработок.

5. Горнотехнологические * — укрепление пород в некоторой области (тампонаж) или их ослабление с целью снижения перемещений пород на контуре ствола или давления на крепь.

Таблица 9

Причины нарушений крепи стволов	Группа причин	Меры предотвращения и защиты
Влияние очистных работ, вследствие недостаточных размеров предохранительных целиков, их частичной и полной выемки	Эксплуатационные	Конструктивные, горноконструктивные, горные, горнотехнологические, технологические
Повышенное давление пород на ствол в местах сопряжений с примыкающими выработками, вследствие ослабления массива сетью околоствольных выработок, их плохого состояния и связанных с этим подвижек пород, а также наличие недостаточно забученных погашенных выработок	Естественные, технологические, эксплуатационные	Горнотехнологические и усиление крепи околоствольных выработок
Неблагоприятные условия в зонах геологических нарушений, а также наличие слабых пучащих пород	Естественные	Усиление крепи ствола, горнотехнологические, конструктивные
Агрессивное воздействие подземных вод на крепь	Естественные, технологические	Технологические
Попеременное обмерзание—оттаивание	То же	То же
Сдвижение и уплотнение пород, вызванные осушением месторождения	Технологические, эксплуатационные	Конструктивные
Оттаивание мерзлых пород вблизи стволов и термические напряжения, возникающие вследствие перепада температур между внешней и внутренней поверхностью крепи (р-ны многолетней мерзлоты)	Естественные	То же
Высокие монтажные и технологические нагрузки, возникающие при сооружении стволов и скважин бурением	Технологические	Приведение в соответствие несущей способности крепи с величиной и характером действующих нагрузок

Перечисленные меры могут быть применены как в период сооружения, так и ремонта стволов.

* Разделение мер на горные и горнотехнологические носит условный характер. Различие заключается в том, что под горными подразумеваются только те меры, которые связаны с проведением дополнительных выработок или полостей, а горнотехнологические предполагают воздействие других технологических процессов на массив, не считая крепи.

Таблица 10

Категория	Степень трещиноватости (блочности) массива	Удельная трещиноватость, $м^{-1}$	Средний размер отдельностей, м	Предел прочности пород на одноосное сжатие в «куске», $кгс/см^2$	Характеристика прочности и устойчивости в обнажении	Коэффициент ослабленности пород вблизи выработки, проводимых способом	
						бурения и комбайновым	буровзрывным
I	Практически монолитные (исключительно крупноблочные)	Менее 0,65	Свыше 1,5	Более 1500	Весьма прочные, устойчивые	0,85—0,95	0,6—0,9
II	Малотрещиноватые (весьма крупноблочные)	1,0—0,65	1,0—1,5	800—1500	Прочные, устойчивые	0,8	0,5—0,6
III	Среднетрещиноватые (крупноблочные)	1,0—2,0	0,5—1,0	400—800	Средней прочности, устойчивые	0,6	0,4—0,5
IV	Сильнотрещиноватые (среднеблочные)	2,0—10,0	0,1—0,5	100—400	Слабые, малоустойчивые	0,4	0,2—0,4
V	Чрезвычайно трещиноватые (мелкоблочные)	Более 10,0	До 0,1	Менее 100	Неустойчивые	0,2	—

Примечание. Приведенные коэффициенты ослабленности пород вблизи выработок получены на основе экспериментальных данных с учетом отсутствия влияния контактных условий на торцах образцов.

Таблица 11

Условия проходки	Классификационные признаки	Ориентировочный способ проходки	Бассейны, районы
Хорошие	Весьма прочные и прочные устойчивые неослабленные и умеренно ослабленные малообводненные и обводненные породы	Обычный. С притоками более 8 $м^3/ч$ с предварительной цементацией.	Антрацитовые районы Донбасса, некоторые районы Кузбасса
Обычные	Прочные и средней прочности устойчивые умеренно ослабленные малообводненные и обводненные породы. Средней прочности устойчивые и слабые малоустойчивые умеренно ослабленные малообводненные породы	Способом бурения То же	Донбасс, за исключением Южного и посткарбоновых отложений Западного и Восточного Донбасса; Кузбасс, Карагандинский бассейн, за исключением посткарбоновых отложений новых районов, карбоновые отложения Кизеловского, Челябинского, Воркутского и Львовско-Волынского бассейнов
Сложные	Весьма прочные, прочные и средней прочности устойчивые умеренно ослабленные сильно обводненные (с напорными водоносными горизонтами) породы. Средней прочности и слабые устойчивые умеренно и существенно ослабленные обводненные и сильно обводненные породы. Весьма прочные и прочные, склонные к внезапным выбросам породы. Районы влияния очистных работ в стадии затухания процесса	Обычный. С предварительным тампонажем (цементацией, химизацией, смолизацией и т. д.). Специальные: способами искусственного замораживания; с мерами, предотвращающими выбросы; бурения	Некоторые участки антрацитовых районов Донбасса, Красноармейский и некоторые другие районы Донбасса, некоторые районы Кузбасса и Карагандинского бассейна, а также Кизеловского, Челябинского и участки многолетней мерзлоты Воркутского месторождения. Глубокие стволы Центрального района Донбасса и верхние участки ранее подработанных стволов
Тяжелые	Слабые малоустойчивые существенно и весьма ослабленные сильно обводненные (с напорными водоносными горизонтами) породы. Наносы, плывуны, районы геологических нарушений, сейсмически активные районы, подработанные и подработанные массивы в стадии сдвижения	Специальные: способами искусственного замораживания, бурения и др.; Обычный с применением в процессе проходки мер охраны и защиты стволов	Южный и посткарбоновые отложения Западного и Восточного Донбасса, посткарбоновые отложения новых районов Карагандинского и Львовско-Волынского бассейнов, Мосбасс. Центральный район и некоторые другие участки районов Донбасса

Примечание. Выбор способа проходки производится на основании специальных изысканий и тщательного технико-экономического сравнения вариантов

Таблица 12

Условия поддержания	Состояние	Классификационные признаки	Необходимость и категория ремонта	Бассейны, районы, комбинаты
Весьма благоприятные	Хорошее	Нарушения крепи и армировки отсутствуют	—	Антрацитовые районы Донбасса, некоторые районы Кузбасса и др. бассейнов
Благоприятные	Удовлетворительное	Локальные нарушения на отдельных небольших участках, вызванные некачественным выполнением горнопроходческих работ, агрессивным воздействием подземных вод, обмерзанием крепи в зимнее время и др. Не вызывают нарушения устойчивости пород вблизи стволов и не мешают их безопасной и нормальной эксплуатации	Ликвидируются без остановки стволов на ремонт	Практически все бассейны и районы СССР
Неблагоприятные	Неудовлетворительное	Локальные нарушения крепи с потерей устойчивости пород вблизи стволов, нарушения на протяженных участках независимо от причин. Могут вызвать обрушения крепи и пород в ствол, угрожают безопасности и нормальной эксплуатации стволов	Ремонт в выходные и праздничные дни без остановки стволов безопалубочным методом бетонирования с помощью набрызгбетона. Ремонт по любой схеме с кратковременной остановкой стволов	Донбасс (комбинаты Донецкуголь, Первомайскуголь, Ростовуголь, Гуковуголь), Кузбасс (комбинат Южкузбассуголь), Челябинский бассейн комбинат Челябинскуголь
Сложные	Плохое	Серьезные нарушения крепи и армировки, вызванные смещениями надработанных и подработанных больших массивов пород, а также все остальные случаи нарушений крепи и армировки на протяженных участках стволов с обрушением крепи и окружающих пород	Капитальный ремонт с длительной остановкой стволов. Может быть рассмотрен вопрос о повторной проходке ствола	Практически все районы и бассейны СССР Центральный и Кагиевский районы Донбасса, Анжерский район Кузбасса, некоторые районы Кизеловского и Челябинского бассейнов
		Подготовка стволов к частичной и полной выемке целиков		В случае частичной или полной выемки целиков — практически все бассейны и районы СССР

6. Технологические — выбор рациональной технологии, например обеспечение достаточного оставания крепи от забоя, обеспечивающего снижение контактного давления на крепь, повторная проходка ствола по нарушенным породам, применение особо плотных, морозостойких бетонов и бетонов на сульфатостойких цементах, подача в ствол подогретого воздуха в зимнее время и др.

В табл. 9 приведены причины нарушений крепи, зарегистрированные в основных бассейнах, с указанием групп причин, вызвавших их, и мер по предотвращению этих нарушений и защите стволов.

В зависимости от прочности, устойчивости и ослабленности породы разделяют на группы:

весьма прочные устойчивые ($\sigma_{сж.к} \geqslant 1500$ кгс/см^2);

прочные устойчивые ($\sigma_{сж.к} \geqslant 800$ кгс/см^2);

средней прочности, устойчивые ($\sigma_{сж.к} \geqslant 400$ кгс/см^2);

слабые малоустойчивые ($\sigma_{сж.к} \geqslant 100$ кгс/см^2);

неустойчивые ($\sigma_{сж.к} < 100$ кгс/см^2).

Здесь $\sigma_{сж.к}$ — временное сопротивление (предел прочности) породы на одноосное сжатие в куске.

Классификация ослабленности пород приведена в табл. 10 [82].

В табл. 11 предлагается классификация условий проходки в зависимости от влияющих факторов по основным угольным бассейнам и районам.

Основными критериями (классификационными признаками) условий поддержания стволов являются характер нарушений крепи, протяженность нарушенных участков, а также безопасные и нормальные условия эксплуатации. И хотя классификация такого рода условна, с помощью ее представляется возможным оценить необходимость и степень ремонта.

В табл. 12 приведена классификация условий поддержания и состояния стволов на основании данных по основным бассейнам.

Таким образом, анализ материалов, приведенных в § 1 и 2, показывает, что общее состояние крепи стволов, пройденных буровзрывным способом и бурением в основных бассейнах, удовлетворительное. Исключение составляет неудовлетворительное состояние стволов в местах пересечения слабых и обводненных пород, на крутом падении, особенно при влиянии очистных работ в Центральном районе Донбасса. В остальных случаях грузопесущая способность крепи может быть уменьшена.

ГЛАВА II

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ И МЕХАНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ МАССИВОВ ПОРОД ВБЛИЗИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ ВНЕ ЗОНЫ ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

§ 5. АНАЛИЗ ПРЕДСТАВЛЕНИЙ О НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОМ И МЕХАНИЧЕСКОМ СОСТОЯНИИ МАССИВОВ ПОРОД

Массивы горных пород, условия их образования и основные свойства. Под массивами горных пород понимаются структурно-обособленные части земной коры в сфере инженерного воздействия, исследуемые с целью установления условий производства работ и эксплуатации сооружений [107]. Они представляют весьма сложные в структурном отношении среды, характеризующиеся внутренней неоднородностью, анизотропией, природным полем напряжений, различной степенью водопроницаемости и обводненности, газоносностью, расчлененностью на структурные элементы различных порядков. Структурные элементы свидетельствуют о коренных изменениях в условиях образования пород, вызванных тектоническими причинами и отражающихся на всех инженерно-геологических характеристиках пород и в общем структурно-геологическом плане построения массива [143].

В настоящее время выделяются четыре главных типа тектонических движений: магматические, разрывные, складчатые и колебательные. Наиболее распространены колебательные тектонические движения, которые охватывают все без исключения участки земной коры и регистрируются как в прошлом, так и на современном этапе развития Земли. Иногда эти движения называются волнообразно-колебательными, рельефообразующими, либо волновыми и объединяются в большую группу вертикальных движений земной коры. Именно им обусловлено основное свойство литосферы — ее слоистое строение [103].

Наблюдения и экспериментальные работы, выполненные в различных областях науки, показали, что вертикальные движения литосферы, отражающие в целом тектоническую активность Земли (в прошлом и настоящем), охватывают всю поверхность земного шара, протекают с весьма большими скоростями и периодически меняют знак (от поднятий того или иного участка земной поверхности до погружения и наоборот). Интенсивность и разнозначность тектонических движений земной коры иллюстрирует схематическая карта новейших движений западной поло-

вины европейской части СССР, показанная на рис. 7 [90]. Так, район Донбасса и древний кристаллический Украинский массив непрерывно поднимаются относительно Ростова-на-Дону со скоростью 10 мм/год, а Средне-Русская возвышенность 15—20 мм/год.

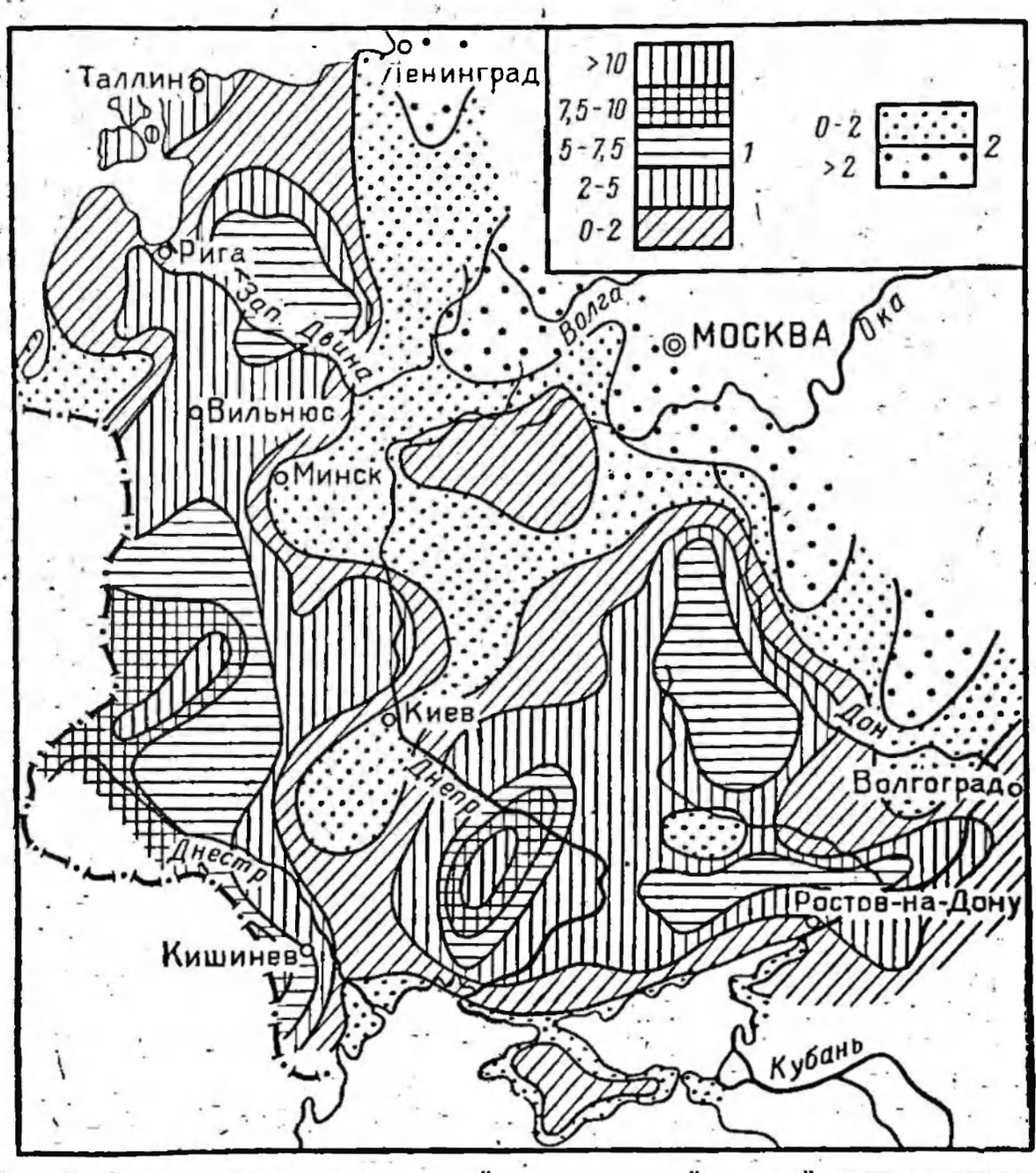


Рис. 7. Схематическая карта новейших движений земной коры западной половины европейской части СССР:
1 — поднятия; *2* — опускания

Цикличность, связанная с развитием земного шара, особенно проявляется в эндогенных процессах, которые обусловили формирование облика планеты и развитие на ней органического мира. Установлено существование большого числа циклов климатических колебаний с периодами в 11, 22, 30—35, 60, 80, 100, 170—200, 350—400, 1000, 1700—2200 лет и т. д., связанных с изменением солнечной активности, а также целый ряд других

более длительных (низкочастотных) циклов (3500, 20 000 лет и более), «макроциклов» с периодами 8,26—12 млн. лет и мега-циклов (150—180 млн. лет), связанных с условиями существования Земли как космического тела, т. е. в ее взаимосвязи с Солнцем, Луной, планетами солнечной системы и Галактикой в целом.

Геологические циклы 30—45 млн. лет параллелизуются с половиной «дракопического периода», проявляющегося в колебаниях солнечной системы относительно плоскости Галактики. Циклы длительностью 150—180 млн. лет, отраженные в чередовании процессов орогении, соответствуют галактическому году, т. е. совпадают со временем полного прохождения галактической орбиты солнечной системой. Цикл с периодом 30—45 млн. лет является ведущим в процессах слоеобразования.

Связи в системе «Земля—небесные тела» наиболее яркое отражение нашли в астрогеологических концепциях, в соответствии с одной из которых Земля движется в неоднородной космической среде, оказывающей прямое воздействие на изменение ее момента количества движения и угловой скорости вращения. Форма и объем планеты испытывают при этом непрерывное изменение, реализующееся в виде вертикальных (радиальных) перемещений ее поверхности, которые и получили название колебательных и волновых тектонических движений [103].

Отмеченные волновые движения земной коры влияют не только на процессы осадконакопления и формирования внешнего облика планеты в прошлом и настоящем, но и приводят к различного рода глубинным воздействиям на горные породы, что существенным образом сказывается на изменении их напряженного состояния и физико-механических свойств вследствие резкого изменения давления, температуры и других параметров. Все это приводит к весьма сложному строению и многообразию свойств, а также неоднородному, изменяющемуся во времени напряженному состоянию массивов.

Массивы горных пород обладают определенными физико-механическими свойствами, отражающими их способность воспринимать нагрузки, вызываемые инженерной деятельностью человека и различными природными факторами. Основными физико-механическими характеристиками массивов являются плотность, деформируемость и прочность.

Одна из главных причин, обусловливающих изменение физико-механических свойств массивов, — их трещиноватость. Степенью и характером трещиноватости определяются такие показатели свойств, как прочность, деформируемость, плотность, неоднородность и анизотропия.

Неоднородность — одна из важнейших характеристик массива — подразделяется на первичную и вторичную. Первичная возникает при образовании пород, вторичная появляется в процессе петрогенеза, гипергенеза и проявлений тектоники. Неодно-

родность различается не только по происхождению, но и по масштабам проявления.

В работе [117] выделяются неоднородности четырех порядков: от дефектов кристаллической решетки, дислокаций и т. п. (неоднородность порядка IV) до геологического строения массива (неоднородность порядка I). Кроме того, неоднородность или квазинеоднородность зависит также от размеров области воздействия на массив. При этом выделяют также три типа неоднородностей: от высшего порядка до низшего [143]. С такого рода неоднородностями связан масштабный эффект: учет эффективной неоднородности и неоднородности низшего порядка.

Другой важнейшей характеристикой массивов является анизотропность, т. е. изменчивость свойств в различных направлениях.

По характеру неоднородности и анизотропности горные породы разделяют на четыре категории: от однородных изотропных до неоднородных анизотропных [107].

Следует также отметить еще одно весьма важное свойство массивов, которое заключается в том, что в процессе формирования и дальнейшей трансформации они «запоминают» изменяемость обстановки и многообразие различного рода силовых воздействий. Это позволяет современными методами исследований производить расшифровку имеющейся в породах информации о характере и степени силовых воздействий на массивы в прошлом и на современном этапе [2, 143 и др.].

Деформируемость горных пород под нагрузкой. При разработке полезных ископаемых различные области массивов пород испытывают неравнокомпонентное силовое воздействие при неодинаковой интенсивности и скорости нагружения. При этом породы деформируются по разному: одни в пределах упругости (если свойства их таковы, что они подчиняются закону Гука), другие — за пределами упругости с появлением остаточных необратимых деформаций. Вблизи обнажений массивы либо разгружены, либо находятся в условиях одноосного сжатия (растяжения). По мере удаления от обнажений характер нагружения изменяется: от двухосного до трехосного неравнокомпонентного.

Отдельные области массивов нагружаются либо постоянными статическими нагрузками (вес вышележащей толщи, пригрузка от зданий и сооружений на поверхности), статическими нагрузками с возрастающе-замедленными скоростями (массивы, попадающие в зону опорного давления и сдвижения, испытывающие медленные тектопические волновые движения и т. д.), либо динамическими нагрузками с весьма высокими скоростями нагружения (при разрывах и складчатых тектонических движениях в зонах землетрясений, в условиях горных ударов, внезапных выбросов угля, пород и газа; при взрывных работах).

По кинетическим особенностям выделяют три характерных типа нагружения пород в массивах [91]:

I — процессы медленного нагружения, протекающие при постоянных напряжениях или даже в режиме разгрузки, вследствие релаксации напряжений (скорости деформации $d\varepsilon/dt$ порядка $10^{-12} \div 10^{-15}$ в 1 с);

II — быстрые сейсмические движения, характерные для орогенических областей; длительность сейсмических процессов колеблется в широких пределах, охватывая диапазон времени, обычно используемого при экспериментальных исследованиях, т. е. $d\varepsilon/dt > 10^{-12}$ в 1 с (вплоть до скоростей, характерных для динамического нагружения; эти процессы протекают при увеличении напряжений во времени);

III — процессы разрушения пород (образование разрывных нарушений), для которых характерно резкое падение напряжений во времени.

Характер деформирования и разрушения пород зависит от их состава и строения (породообразующие минералы, тип и состав цемента, включения и т. д.), характера и степени напряженного состояния, температуры, влажности, скорости нагружения и многих других факторов.

Современные представления о механизме деформации и разрушения реальных неоднородных твердых материалов основываются на достижениях физики твердого тела, механики сплошных сред и статистической механики. В настоящее время существенное развитие получила теория дислокаций — направление в физике твердого тела, изучающее атомный механизм процессов деформации и разрушения твердых тел [105 и др.]. Большой прогресс достигнут в области математической теории хрупкого разрушения, особенно при исследовании так называемого квазихрупкого разрушения, связанного с пластическим течением в окрестности трещины.

Наряду с теоретическими направлениями решения проблемы разрушения твердых тел успешно развивается экспериментальное изучение макроскопических закономерностей, находятся критерии и строятся предельные поверхности разрушения. Установлены два типа разрушения твердых тел — путем отрыва (по поверхности, перпендикулярной направлению максимального главного нормального напряжения) и путем сдвига по поверхности, наклоненной к этому направлению под углом, меньшим 90°. Такие типы разрушения, определяемые в зависимости от условий испытаний как хрупкое и пластическое состояние, могут проявиться в одном и том же материале.

Процессы образования, развития и равновесия трещин хрупкого и квазихрупкого разрушения и соответствующие математические теории рассматриваются в работах А. Гриффитса и в дальнейшем развиваются Г. Ирвином, С. А. Христиановичем, Ю. П. Желтовым, Г. И. Баренблаттом, В. В. Панасюком и А. М. Качановым.

В феноменологических теориях прочности (I, II и III теории

прочности, единая теория прочности Давиденкова и Фридмана, теория Мора и теория касательного октаэдрического напряжения), используемых в технике, определяются условия, при которых в различных материалах начинают развиваться пластические деформации и разрушения.

Предельные напряженные состояния приводят к интенсивному развитию различных остаточных изменений в твердом теле, которые в разной степени влияют на его разрушение. С увеличением роли остаточных изменений труднее развивается процесс разрушения. При феноменологической оценке процесса остаточных изменений используется величина остаточной (пластической) деформации до разрушения, которая и служит мерой пластичности материала.

Статистический подход к оценке процессов разрушения, в котором с конечным результатом всегда связывается соответствующая ему статистическая картина процесса, а возможные точные закономерности внутреннего взаимодействия, обусловливающие этот результат, заменяются гипотетическими представлениями, обосновываемыми либо опытными данными, либо логическими построениями.

Особенность процесса разрушения реальных твердых тел, которая заключается в дефектности структуры, учитывается в статистических теориях, получивших наиболее полное развитие в трудах С. Д. Волкова, а по отношению к горным породам — в работе А. Н. Ставрогина [130].

Описание связи остаточной деформации с разрушением оказывается наиболее эффективным при рассмотрении процессов ее развития во времени, которые изучаются феноменологической теорией ползучести материалов. Установлено, что в медленно протекающих процессах при постоянных напряжениях, меньших предела текучести, породы ведут себя как упруго-вязкие тела. Экспериментальные исследования пород в условиях постоянных напряжений во времени называют испытаниями на ползучесть.

При развитии в твердых телах пластической деформации, приводящей к разрушению, различают четыре кинетических периода:

инкубационный, или начально ускоренный;

торможения, являющийся следствием развития механического или структурного упрочнения материала;

стационарный, являющийся следствием взаимодействия двух противоположно направленных процессов упрочнения и разупрочнения, приводящих в результате к равномерному развитию деформации;

заключительный ускоренный, протекающий в стадии разупрочнения материала при непрерывном увеличении скорости этого процесса вплоть до разрушения.

Экспериментальные работы, выполненные с горными породами при различных давлениях и температурах, позволили установить следующее.

1. Сопоставлением результатов испытаний кристаллических пород разного состава, но близких по пористости, зернистости и степени измененности, отмечается зависимость прочностных характеристик от содержания в породах минералов двух групп — светлых (кварц, полевой шпат и гранат) и темноцветных. С ростом содержания минералов первой группы и уменьшением второй прочность пород возрастает.

2. Метаморфические и магматические породы при прочих равных условиях обнаруживают значительно более высокие прочностные характеристики, чем осадочные.

3. В диапазоне малых напряжений деформация определяется характером связи между зернами и строением скелета породы, тогда как при более высоких напряжениях относительные изменения формы и размеров тела определяются механическими показателями основных породообразующих минералов.

4. Существенное влияние на сжимаемость пор оказывает тип и состав цемента. Сжимаемость пор пород с базальным типом цементации выше, чем с порово-плёночным и контактным типом цементации.

5. Необратимые изменения физико-механических свойств пород, кроме сдвиговых деформаций, возникающих в зонах контактов породообразующих минералов, связаны также и с пластическим течением породы, в первую очередь с течением пластического цементирующего вещества. При этом скорость пластического течения определяется также «историей» нагружения породы [143].

Приведенный краткий перечень, а также состояние и результаты исследования деформируемости и разрушения твердых тел и в том числе горных пород показывают, что процесс этот весьма сложен, многообразен и далек от полного завершения, несмотря на имеющийся в этой области прогресс. Еще более сложным и менее изученным является механизм и физическая природа деформирования твердых тел и особенно горных пород под действием динамических нагрузок.

При буровзрывном способе проходки горных выработок массив пород испытывает существенные воздействия в виде высоких динамических напряжений (сжимающих и растягивающих), вследствие взрыва зарядов во врубовых, отбойных и оконтуривающих шпурах и еще более высокие мгновенные перегрузки при взрыве скважинных зарядов в очистных выработках. В связи с этим вблизи контура выработок протекают мгновенные необратимые деформации, которые приводят к разрушению и ослаблению пород в этой части массива, возникновению зоны макро- и микротрещиноватости и другим изменениям, еще недостаточно изученным. Задача осложняется главным образом тем, что массивы пород являются средой многокомпонентной, почти повсеместно содержат подземные воды и газы зачастую под высоким давлением и естественно напряжены.

На больших глубинах в условиях высокой концентрации и неравномерности естественных статических напряжений в результате взрыва зарядов происходит мгновенное снятие высоких напряжений в одной части массива и существенная перегрузка при сложении статических и динамических напряжений в другой, что приводит к развязыванию выбросов пород, угля и газа.

При взрыве заряда ВВ в породах, примыкающих к зарядной полости, образуется зона разрушения, которая переходит в зону макро- и микротрещиноватости. Разрушительную работу в среде производят газы, которые образуются при инициировании ВВ и обладают высоким давлением и температурой, а также ударная волна, преобразующаяся затем в волну напряжений. Таким образом, каждый заряд ВВ, взорванный в горных породах, является источником волн напряжений, которые распространяются во все стороны от заряда. Эффект действия взрыва не одинаков в различных породах и существенно зависит от их механических параметров.

Относительно всеобъемлющим в области теории действия взрыва можно считать направление, согласно которому процесс разрушения горных пород взрывом неодинаков для различных сред и в значительной степени зависит от их акустической жесткости, под которой принято понимать произведение плотности среды на скорость распространения в ней продольных (сжимающих) волн, т. е.:

$$\lambda = \rho C, \qquad (II.1)$$

где λ — акустическая жесткость среды, г/(см^2·с);

ρ — плотность среды, г/см^3;

C — скорость распространения продольных волн, см/с.

Характер разрушения сред различной акустической жесткости приведен в табл. 13.

Более подробно закономерности распространения динамических волн напряжений в твердых средах и их разрушение взрывом рассмотрены в работах [106, 145 и др.].

Таблица 13

Величина акустической жесткости, г/(см^2·с)	Основной разрушающий фактор	Направление распространения основных разрушений
Малая (от $0{,}2\cdot10^5$ до $5\cdot10^5$)	Расширяющиеся газы	От зарядной камеры в стороны
Средняя (от $5\cdot10^5$ до $15\cdot10^5$)	Прямая и отраженная волны и расширяющиеся газы	От зарядной камеры в стороны и от трещин и открытой поверхности к зарядной камере
Большая (от $15\cdot10^5$ до $25\cdot10^5$)	Прямая и отраженная волны	От трещин и открытой поверхности к зарядной камере

Анализ представлений о напряженно-деформированном и механическом состоянии пород вблизи горных выработок. Рассмотренные в предыдущих разделах условия образования массивов, их основные свойства и деформируемость под нагрузкой необходимы для понимания начального напряженного состояния ненарушенных горными работами массивов пород в процессе их формирования и на современном этапе. И хотя изучение состояния полей напряжений в земной коре крайне затруднено, поскольку не определены характеристики формирующих их явлений, ясно, что возникновение и перераспределение напряжений — это процесс многофакторный и многостадийный.

Напряжения переменны в пространстве и во времени и зависят от многих постоянно и временно действующих факторов: гравитации (в частности, глубины залегания), физико-механических свойств пород, рельефа земной поверхности, геофизических и геохимических процессов, связанных с ними закономерностей распределения температур и масс, сочетания и перемещения элементов недр Земли, тектоники, горообразования, действия подземных и наземных вод и газов, а также производственной деятельности человека в недрах.

Осадконакопление происходит при воздействии изменяющегося (возрастающего или убывающего при денудации поверхности) веса вышележащих толщ. Однако в толщах пород встречаются прочные и слабые слои, что уже на первом этапе приводит к известной неоднородности качества связей и, как следствие, к неоднородности напряженного состояния. При дальнейшем деформировании пород, вызванном тектонической деятельностью и протекающем при высоких давлениях и температуре, напряженные состояния видоизменяются еще в большей мере. С течением времени это может привести к выравниванию (релаксации) начальных напряжений, в других — к еще более неоднородным состояниям.

В магматических породах начальные напряжения создаются при остывании и рекристаллизации магмы. Последующая метаморфизация их вносит изменения по сравнению с начальными состояниями.

Предположим, что какая-то масса пород на первой стадии образования упруго деформировалась под действием силы тяжести. Боковое давление при этом определялось известными соотношениями теории упругости. Однако после того как разность действующих напряжений сравняется с пределом текучести, произойдет увеличение коэффициента бокового распора. Последующее деформирование толщи определяет повышенные горизонтальные напряжения в данном районе по сравнению с начальными допредельными.

Большое влияние на формирование полей напряжений оказывают силы тектонического происхождения, главным образом колебательные и дислокационные.

Колебательные движения проявляются не всегда ощутимо, однако за геологические периоды они сильно изменяют начальное состояние массивов и даже в течение срока службы горного предприятия могут существенно сказаться на напряженном состоянии вмещающих выработки толщ пород.

Дислокационные движения приводят к новым формам залегания пород в виде разрывных, складчатых и складчато-разрывных нарушений. Для первых характерны «мгновенные» сдвиги скольжения, кручения. Деформации пород сопровождаются нарушениями их сплошности и связаны с образованием разрывов. Во втором случае отмечается пластическое деформирование и образование складок. В третьем случае наблюдаются и пластические деформации, и разрушения пород в виде разрывов. Тектоническая напряженность в период образования надвиговых нарушений, складок и флексур распределяется весьма неравномерно в пределах массива. Наиболее слабые породы сминаются и претерпевают очень значительные изменения. Более крепкие породы (песчаники, известняки, алевролиты), особенно большой мощности, воспринимают основную нагрузку, что приводит к упругому их деформированию и накоплению значительного количества потенциальной энергии. Часть энергии расходуется на медленные пластические деформации (типа ползучести) и изменения первоначальных свойств (метаморфизм), часть — преобразовывается в другие виды, например тепло.

Тангенциальные тектонические силы приводят не только к образованию складок, изгибов толщи и другим нарушениям, но и к послойному перемещению отдельных пачек и слоев, что проявляется в виде перемятости угля и углистого аргиллита, а также зеркальных поверхностей скольжения и сдвижения.

Наибольшие по абсолютным величинам тектонические напряжения концентрируются непосредственно в местах мелких тектонических нарушений. В более крупных нарушениях, образующихся в результате действия сил тектонического сжатия или поднятия (надвиги, взбросы, взбрососдвиги и т. п.), напряжения концентрируются в наиболее сжатом крыле.

Тангенциальные тектонические силы в сочетании с тектоническими силами поднятия создают отдельные перенапряжённые зоны, в которых постепенно образуются вторичные геологические нарушения: надвиги, сдвиги, взбросы, флексуры, складки, пережимы и раздувы. Часто ориентировка этих зон совпадает с ориентировкой крупных нарушений надвигового типа. В таких участках обычно и возникают различные динамические явления (внезапные выбросы угля и газа) в процессе ведения горных работ. Так, наиболее интенсивные выбросы происходят в зонах, приуроченных к крыльям складок второго порядка, т. е. наиболее сдавленных участках, повышенная напряженность которых вызвана действием наиболее молодых тектонических сил.

Накапливание напряжений происходит только там, где тектонические силы проявляются непрерывно или периодически, но весьма интенсивно. В этом случае концентрация напряжений во времени происходит интенсивнее, чем релаксация, что обычно наблюдается при наличии активных современных тектонических процессов [103]. Анализ данных измерений напряженного состояния пород показал, что в таких условиях горизонтальная составляющая напряжений превосходит вертикальную. Это в свою очередь является свидетельством действия в настоящее время в этих районах сил сжатия, вызванных тектоническими силами поднятия [90].

Так, на шахтах Швеции, Норвегии и Финляндии методом разгрузки было установлено, что изверженные породные массивы в этих районах испытывают значительные горизонтальные напряжения: здесь сумма горизонтальных главных напряжений у поверхности Земли составляла 160 кгс/см², а затем линейно увеличивалась с глубиной и на отметке 1000 м достигала 1050 кгс/см².

На урановых разработках в окрестности оз. Эллиот на глубине 390—420 м измеренные горизонтальные напряжения в 2 раза превосходили вертикальные, равные 175 кгс/см². При этом горизонтальные напряжения по простиранию превышали 350 кгс/см², вкрест простирания 315 кгс/см². Увеличение глубины разработки на каждые 300 м давало возрастание горизонтальных напряжений в среднем на 130 кгс/см².

На одном из рудников США измеренная величина вертикальной составляющей на глубине 150 м соответствовала расчетному значению (42 кгс/см²), а горизонтальные напряжения на этой глубине вблизи геологических нарушений достигали 315 кгс/см². Направление максимальных главных горизонтальных напряжений совпадало с направлением трещин разрыва.

Аналогичные и бо́льшие соотношения горизонтальных и вертикальных составляющих отмечались на других рудниках США, в Тасмании, Португалии, на Кольском полуострове, Таштагольском железорудном месторождении (СССР) и в других районах земного шара [84].

В работе [34] отмечается, что в районах со спокойным залеганием пластов и незначительными тектоническими нарушениями типа сбросов величину σ_z можно считать равной γH. Наличие тектонических структур второго порядка, даже незначительно осложняющих залегание пластов, приводит к изменению σ_z по сравнению с γH примерно в 1,2 раза.

В районах, осложненных значительными тектоническими нарушениями, σ_z больше вычисленной по γH в 1,5—3,8 раза. Так, для района Главной Донецкой антиклинали (шахта «Красный Профинтерн») это увеличение наибольшее и достигает 3,8 γH. В условиях пологих склонов крупных котловин, осложненных вторичной складчатостью (шахта им. К. И. Поченкова) увеличение занимает промежуточное значение и достигает 2,8 γH. Для райо-

нов синклиналей (шахта им. Ильича) увеличение составляет 1,6—1,8 γH.

Как правило, связь между σ_z и σ_θ через коэффициент бокового распора справедлива лишь для месторождений типа Львовско-Волынского. В условиях Донбасса (шахты им. К. И. Поченкова, «Кочегарка», «Петровская-Глубокая») [85] σ_θ во многих случаях больше σ_z на 13—35% (шахта «Петровская-Глубокая»), а абсолютные величины σ_z и σ_θ выше расчетных (на расстоянии 4—8 м от контура выработки) соответственно в 1,2—4,3 и 3,3—17,4 раза. Почти во всех случаях величины напряжений, измеренные в скважинах, пробуренных вкрест простирания, оказались меньше, чем в скважинах, пробуренных по простиранию, на 26—45%.

Весьма сложная картина распределения начальных напряжений в массивах наблюдается при орогенических процессах (горообразовательных), в которых участвуют колебательные, дислокационные движения земной коры, магматизм, метаморфизм горных пород, землетрясения, а также процессы денудации и осадконакопления.

Исследования, проведенные на высокогорном австрийском руднике в Тироле (Восточные Альпы), показали, что основной причиной возникновения горных ударов (свыше 2000) в этом районе является существенная неоднородность начальных напряжений. Подобные весьма перенапряжённые участки отмечались при разработке Ткибульского и Шурабского буроугольных месторождений, а также на больших глубинах в Кузбассе и Донбассе.

Анализ причин возникновения внезапных поднятий и выбросов пород, угля и газа также свидетельствует о главенствующей роли неоднородных полей тектонических напряжений при газодинамических явлениях. Прежде всего необходимо отметить зональность отмеченных случаев внезапных поднятий и выбросов. При этом зональность подразумевается не только стратиграфическая, т. е. приуроченная к определенному горизонту, слою или интервалу пород, но и локальная, в пределах одного и того же выбросоопасного слоя.

Следующей закономерностью, свойственной этим динамическим явлениям, является глубина. Однако то обстоятельство, что даже на соседних шахтах при достижении одной и той же глубины динамические явления могут проявиться и не проявиться, еще раз свидетельствует о зональности и наличии дополнительных сил, свойственных каждому участку, которые в каждом конкретном случае добавляются к гравитационным и создают «критические условия» для проявления поднятий или выбросов.

Анализ данных [142] о внезапных поднятиях и выбросах показал, что часть случаев произошла в зонах местных геологических нарушений (складок, флексур, изгибов и надвигов), а часть — в местах затухания нарушений, для которых характерна значительная неравномерность величин и ориентировки

напряжений, вызванных тектоническими силами. Остальные случаи произошли внешне в нормальных условиях залегания. Однако для этих участков характерны другие особенности геологического строения: развитие крупных надвиговых нарушений, вызванных тектоническим сжатием в направлении, близком к плоскости напластования. В связи с этим становится понятной роль глубины, которая в данном случае уподобляется «крышке», сдерживающей в таких зонах концентрированные тектонические напряжения. Специальные исследования [27] показали, что газодинамические зоны приурочены к участкам наибольших градиентов скоростей современных вертикальных движений земной коры. Это подтверждается отсутствием случаев внезапных поднятий и выбросов в областях, где развиты преимущественно сбросы, которые образуются в результате опускания толщи, вследствие растягивающих тектонических сил.

Таким образом, происхождение, зональное распределение и характер действия дополнительных сил, создающих «критические условия» для проявления газодинамических явлений, становятся понятными: роль дополнительных сил играют высокие тектонические напряжения, концентрирующиеся на участках наибольших градиентов скоростей современных вертикальных движений земной коры, к которым приурочены вторичные геологические нарушения типа надвигов, сдвигов, взбросов, флексур, складок, пережимов и т. п. В таких зонах преимущественно концентрируются высокие сжимающие горизонтальные напряжения.

Значительную роль в развязывании выбросов пород играют локальные повышенные [101] давления газа в выбросоопасных песчаниках, физико-механические свойства и литолого-петрографический состав, а также фациальная принадлежность выбросоопасных пород: в большинстве случаев выбросы происходили в кварцевых светлосерых с кварцевым типом цемента песчаниках с очень небольшими упругими деформациями и большой жесткостью, способных накапливать значительные запасы упругой потенциальной энергии.

Существенное значение в развязывании выбросов имеет также взрывной импульс как инициатор начала процесса. До последнего времени роль взрывного импульса сводилась к мгновенному дополнительному нагружению массива вблизи выработки, а затем к такому же мгновенному снятию высоких напряжений, в результате чего породы переходят из состояния неравнокомпонентного всестороннего сжатия в растяжение. Однако породы в значительно меньшей степени сопротивляются растяжению и поэтому разрушаются, причем разрушение происходит в виде отрыва. Кроме того, дополнительное воздействие оказывает растягивающая динамическая волна разгрузки, следующая за волной сжатия.

Анализ опыта проходки выработок по выбросоопасным пес-

чапикам показывает, что полость выброса в каждом конкретном случае ориентируется по отношению к проходимой выработке по разному и либо располагается в боках, почве, кровле, забое (по оси выработки), либо охватывает более обширные области. Это свидетельствует о весьма неоднородном напряженном состоянии вблизи выработки, неоднородности механических свойств пород даже в пределах одного и того же выбросоопасного слоя песчаника, а также различной ориентации, как следствие, по отношению к выработке равнодействующей очага концептрации напряжений. Все перечисленные факторы, накладываясь друг на друга и усиливаясь, создают в наиболее уязвимом месте массива вблизи выработки критические условия, которые зарождают выброс.

Иногда при выбросе регистрируют несколько глухих ударов, следующих с нскоторым интервалом друг за другом. Это объясняется неоднородностью массива, а также тем, что первый выброс (удар) инициируется взрывом заряда ВВ, а каждый последующий — предыдущим. Происходит своего рода детонация выбросоопасного песчаника, когда критические условия развиваются до затухания, вызванного потерей энергии па разрушительную работу, отброс разрушенной массы, теплообразование и излучение энергии в окружающий массив.

Приведенные примеры свидетельствуют о том, что при оценке напряженного состояния массивов пород необходимо учитывать прошедшую и современную тектонические обстановки в районах измерений, расстояние исследуемых объектов от зон тектонических нарушений, а также другие постоянно и временно действующие факторы, рассмотренные выше. В весьма общем виде начальное напряженное состояние нетронутого массива необходимо оценивать как пространственно-напряженное (объемное) механическое поле.

Весьма существенно, хотя и ограниченно, на массивах сказывается производственная деятельность человека в недрах.

По-разному, в зависимости от начального напряженного состояния и механических свойств пород, ведут себя массивы при вскрытии их подземпыми выработками. На этом этапе важно пметь информацию о механическом состоянии массивов в области влияния выработки. Под механическим состоянием здесь и далсе подразумеваются напряженное состояние, прочностные и деформационные характеристики пород, совокупная степень трещиноватости (естественной и искусственной), а также их взаимосвязь в процессе формирования механического поля вблизи выработки. При этом начальное напряженное состояние в период проведения выработок играет основную роль в зарождении и формировании механического поля и процессов в этой части массивов, с которыми в дальнейшем связаны проявления горного давления и устойчивость выработок на стадии строительства и эксплуатации. Это объясняется тем, что породы вблизи выработок подвер-

гаются наибольшим внешним воздействиям, величины которых зависят, помимо начального напряженного состояния и механических свойств пород, от способа проходки. Кроме того, здесь сказывается также наибольшее возмущающее (ослабляющее) влияние непосредственно самой выработки. В связи с этим части массивов в области влияния выработок всегда находятся под пристальным вниманием исследователей: теоретиков и экспериментаторов.

В данном случае задача заключается в разделении влияющих факторов, вызванных естественной и искусственной неоднородностью массивов, связанной с горными работами. Это требует весьма детального изучения механического состояния пород вблизи выработок, пройденных различными способами.

Экспериментальное и теоретическое исследование процессов вблизи выработок с учетом слоистости, плоскостей ослабления, неравномерности развития зон пониженных и повышенных напряжений и других факторов проводится давно [43, 58 и др.]. В работе [116] приведены интересные данные о механическом состоянии слабых пород (глинистых сланцев) и углей (антрацитов) вблизи горизонтальной выработки. Отмечается, что вблизи контура образуется область разрушенных пород, составившая в рассмотренных условиях 0,25—1,5 м и более (на сопряжениях). Месторасположение максимумов напряжений определяется как общим уровнем напряженного состояния пород, так и их физико-механическими свойствами.

В настоящее время выполнено большое число измерений механического и напряженного состояния пород вблизи подземных выработок (главным образом горизонтальных и очистных), сооружаемых в различных условиях большинства горнодобывающих районов страны [21, 49, 100 и др.], а также при гидротехническом строительстве, что позволяет судить о механическом состоянии пород и характере их деформирования.

В работах [62, 82, 115] механическое состояние пород вблизи выработок разделяется на три зоны: зону пониженных и повышенных напряжений и зону естественного напряженного состояния нетронутого массива. Такие же выводы делаются во всех работах, посвященных измерению напряжений пород вблизи выработок.

Детальное рассмотрение экспериментальных данных показывает, что во многих случаях отмечается существенная неоднородность механического состояния в этой части массивов. Отмеченные неоднородности механического состояния вблизи выработок регистрируются также геофизическими методами исследований по скорости распространения продольных упругих волн и изменению электросопротивления пород [32, 50 и др.].

Существенное влияние на характер изменения механического состояния оказывает естественная и искусственная (вызванная проведением выработки) трещиноватость. Изучению степени и закономерностей распределения трещиноватости посвящено много

работ. Общеизвестны геологические и геофизические методы, а также способы, основанные на измерении параметров вывалов и другие.

Характер деформирования пород вблизи выработок рассмотрен также в работах [25, 46], где на основании натурных наблюдений (наблюдения за деформациями массива с помощью глубинных и контурных реперных станций) выделяются следующие зоны деформирования: условно-мгновенного разрушения пород; длительного разрушения пород; упруго-вязких деформаций, естественного ненарушенного состояния пород вне пределов влияния выработки.

Важное значение имеют вопросы характера взаимодействия крепи с массивами, нарушенными проведением выработки. В общем случае теория взаимодействия крепи с массивами должна раскрывать объективные закономерности, связывающие напряжения, деформации и разрушения в породах и крепи с совокупностью основных естественных и производственных факторов. В то же время теория заключается прежде всего в правильных представлениях о природе и физических процессах явления, вырабатываемых из анализа и обобщения экспериментальных сведений; уже на базе этих представлений должны строиться расчетные схемы и выводиться математические зависимости [82].

В соответствии с этим все аналитические и аналитико-экспериментальные работы, посвященные решению основных задач горной геомеханики по определению смещений и напряжений, а также прочного сопротивления пород в массиве вблизи контура выработки, должны были строиться на экспериментально установленных закономерностях и сложившихся представлениях. Однако здесь в последние годы образовался определенный разрыв между экспериментальным материалом и его трансформацией при постановке и решении задач горной геомеханики.

Существующие решения основаны на теории механики сплошных однородных изотропных сред. Имелись отдельные попытки оценить влияние естественной анизотропии пород, обусловленной их слоистой структурой и другими системами ослаблений. Однако в ряде случаев (главным образом при проведении выработок буровзрывным способом) происходит не только формирование неровностей породного контура, которые в той или иной мере учитывались [11, 44 и др.] при определении напряженного состояния массива и крепи, но и искусственное или в результате выветривания изменение механических свойств пород. Попытки учесть в аналитических решениях эти изменения содержатся в работах [10, 29, 65, 124]. Так, в работе [124] на основании измерения модулей упругости пород вблизи выработок прессиометрическим методом установлено его неравномерное изменение в прикоптурной части. Однако в дальнейшем показано несущественное влияние изменения этого параметра в ближней зоне на характер напряженного состояния пород. Поэтому делается вывод,

что с достаточным приближением деформационные характеристики в приконтурной зоне, а также изменение напряженного состояния можно усреднять и считать монотонно возрастающими от контура в глубь массива. Подобное предположение сделано также в работе [10], где решена упругая задача о распределении напряжений и смещений вокруг выработки, сооружаемой в естественно-однородном изотропном несжимаемом массиве, который в результате производства горнопроходческих работ приобретает технологическую неоднородность и анизотропию. Под технологической неоднородностью и анизотропией подразумевается изменение деформационных характеристик (модуля упругости) пород в приконтурной зоне. При этом проходка буровзрывным способом приводит к $E_п < E_м$ (где $E_п$ — модуль упругости приконтурной части массива, $E_м$ — модуль упругости ненарушенных пород в глубине массива) и $E_п > E_м$ при замораживании, цементации и химическом упрочнении пород. В работе [112] приведено решение упруго-пластической задачи для круговой выработки с переменным сцеплением пород в нарушенной зоне. Зависимость сцепления от расстояния (в глубь массива) аппроксимируется формулой обобщенной гиперболы

$$K(R) = K - K_1 \left(\frac{R_0}{R}\right)^n, \qquad (II.2)$$

где K — сцепление в нетронутом массиве; K_1, n — параметры, определяемые экспериментальным путем ($n = 1, 2, 3, 4, 5, 6$; $K_1 \geqslant 0$); R_0 — радиус выработки; R — радиальная текущая координата.

Здесь массив также предполагается несжимаемым.

Решения с учетом разрыхления пород в предельной зоне приведены в работах [99 и др.].

Перечисленные аналитические работы являются первыми попытками учесть имеющуюся в массиве искусственную неоднородность, вызываемую влиянием взрывных работ и другими факторами естественного и технологического характера. Полученные при этом результаты отличаются от имевшихся и в ближней от выработки зоне подтверждаются экспериментальными данными.

§ 6. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Методы исследования механического состояния пород вблизи подземных выработок. Существующие методы исследования проявлений горного давления и механического состояния пород вблизи подземных выработок можно разделить на три большие группы: 1) контактные; 2) методы непосредственного зондирования; 3) геофизические.

Группа контактных методов включает:

измерение нагрузок на крепи различного рода динамометрами, динамометрическими площадками и крепями;

измерение смещений и деформаций крепи и пород реперными станциями, деформометрами (накладными и скважинными) и упрощенными приспособлениями.

Перечисленные методы, а также аппаратура и приспособления [82] рекомендуются для слабых и средней устойчивости пород, так как чувствительность измерительных элементов в приборах невелика. При этом судить о механическом состоянии массивов можно лишь косвенно.

Группа методов непосредственного зондирования окружающих пород включает [15]:

а) определение степени трещиноватости;

б) определение напряженного состояния методом разгрузки (способ ВНИМИ, способы Хаста и Лимана);

в) способы компенсации (восстановления) напряжений (способ плоских гидравлических подушек и цилиндрических камер);

г) косвенные определения напряженного состояния путем вдавливания в торец или стенки скважин различного рода инденторов: штампов, пуансонов и т. д., а также по выходу буровой мелочи, изменению диаметра скважины и др.

Всем перечисленным методам (наряду с их большой сложностью, громоздкостью и трудоемкостью) в той или иной мере присущи следующие недостатки:

а) необходимость в высокочувствительной, сложной и дорогостоящей аппаратуре, датчиках и приспособлениях;

б) одновременно не представляется возможным получить все необходимые основные параметры механического состояния (трещиноватости, напряженного состояния и прочности).

Вторую группу методов и необходимую для этого аппаратуру и приспособления можно рекомендовать для применения в прочных породах, а также других условиях, где необходимы данные о механическом состоянии пород.

Группа геофизических методов оценки параметров механического состояния пород включает сейсмоакустический (в том числе и ультразвуковой), метод определения состояния массивов по изменению их электропроводности и некоторые другие. И хотя геофизические методы играют пока второстепенную роль при оценке состояния пород в связи с приближенностью получаемых результатов [32], однако быстрота измерений, возможность определения характеристик массива без нарушения его сплошности, компактность аппаратуры и перспективы массового получения информации ставят эти методы в один ряд с более строгими (методы разгрузки), хотя и более трудоемкими.

Методика и аппаратура, применяемые при исследовании проявлений горного давления в вертикальных стволах и в том числе стволах, подверженных влиянию очистных работ, подробно рассмотрены и изложены в работах [82, 102]. Дополнительно к этому и для оценки различных методов отметим следующее.

Известно, что большинство экспериментальных работ, направленных на изучение механического состояния массивов, проводились в слабых и средней устойчивости породах в связи с запросами производства, а также с тем, что в этом случае наиболее интенсивно протекают процессы, связанные с проведением выработки. Кроме того, в настоящее время комбайновый способ пока применяется при проведении выработок по углю и слабым породам. Поэтому попытки в таких условиях установить роль и влияние способа проходки на состояние окружающего массива представляются не вполне правомерными, так как временные процесссы, протекающие в этом случае в породах весьма интенсивно

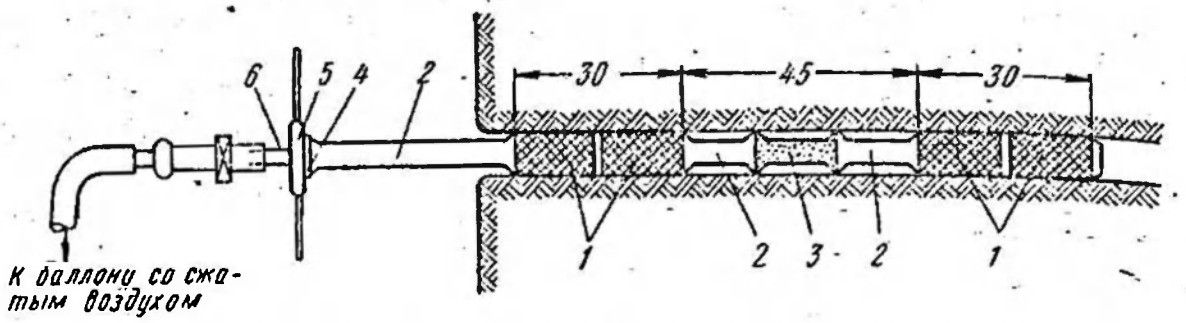


Рис. 8. Схема пневмозатвора для измерения степени трещиноватости пород вблизи выработок нагнетанием сжатого воздуха:

1 — резиновые муфты; *2* — внешний и внутренние патрубки для распора резиновых муфт; *3* — перфорированный патрубок для выпуска воздуха в скважину; *4* — подшипник; *5* — штурвал; *6* — внутренняя трубка для подачи сжатого воздуха из баллона в пневмозатвор

нивелируют имеющуюся информацию о влиянии способа проходки.

Представляется наиболее правомерным и перспективным изучение влияния способа проходки в прочных и устойчивых породах, где в глубине массива временные процессы не оказывают практического воздействия на изменение состояния пород. При этом предпочтение следует отдавать методам, которые позволяют непосредственно проникать в глубину массива: разгрузки, исследования керна и стенок буровых скважин, геофизическим и др.

Изложенное положено в основу экспериментальных работ по исследованию механического состояния массивов прочных и устойчивых пород вблизи вертикальных стволов, выполненных в антрацитовых районах Донбасса. На первом этапе изучалось состояние пород, непосредственно примыкающих к контуру выработки, т. е. изучалась интенсивность трещиноватости, которая возникала при проходке.

Размеры области и интенсивность трещиноватости определяли по падению давления сжатого воздуха, нагнетаемого в массив на различных изолированных участках скважин, пробуренных в стенки выработок, в фиксированные промежутки времени (рис. 8) [69].

Измерения производили в скважинах диаметром 45—47 мм длиной до 1,5 м.

Изменение падения давления на различном расстоянии l от контура ствола рассчитывали по формуле

$$\frac{P_0 - P_{изм}}{P_{изм}} 100\%,$$

где P_0 — давление в баллоне перед выпуском воздуха в скважину; $P_{изм}$ — давление в баллоне через фиксированные промежутки времени.

Для определения напряженного состояния массивов вблизи стволов были проведены работы по методу разгрузки (способ ВНИМИ). Скважины длиной до 2,5 м, диаметром 93 мм бурили с подвесного проходческого полка станком КМ-2М-300.

Предварительные исследования показали, что при измерении напряжений по методу разгрузки весьма эффективно использование фотоупругих тензометров. Они не боятся влаги и не нуждаются в соединительных проводах, а оси симметрии картины изоклин и изохром являются направлением главных нормальных напряжений в плоскости измерения.

Известно, что для определения величины действующих в массиве напряжений по методу разгрузки необходимо в каждой точке, где измеряются деформации разгружаемой части пород, производить определение их деформационных характеристик. Одновременно с определением деформационных характеристик производится определение пределов прочности на одноосное сжатие. Однако последние данные обычно рассматриваются как второстепенные и при оценке напряженного состояния не используются. Проведенный анализ таких данных показал определенную закономерность в распределении прочности пород по мере удаления от контура выработки. При этом характер изменения величины предела прочности при удалении в глубь массива соответствует изменению напряженного состояния, а интервал пониженной прочности — зоне пониженных напряжений, интервал повышенной прочности — зоне повышенных напряжений, интервал стабильной прочности — зоне естественно-напряженного состояния нетронутого массива. Одновременно интервал пониженной прочности также соответствует зоне искусственной трещиноватости, возникающей вследствие проведения выработки и воздействия буровзрывных работ. В связи с этим был предложен и применен способ исследования механического состояния массивов в окрестности выработок.

Предлагаемый способ определения характера изменения механического состояния приконтурной части пород имеет целью одновременное получение основных параметров этого состояния: искусственной трещиноватости, прочности и характера изменения напряженного состояния по мере удаления в глубь массива. Эти параметры определяют сравнительно общедоступным и простым способом, исключающим применение сложной, дорогостоящей и громоздкой аппаратуры, датчиков и приспособлений,

а также трудоемких операций, свойственных другим способам [17].

С этой целью используются станок керпового бурения (КМ-2М-300, ГП-1 и др.) и алмазные коронки при бурении по прочным породам, победитовые — по средней прочности и слабым. Скважины бурят перпендикулярно оси выработки. При отборе керпов тщательно фиксируют расстояние от контура до места отбора проб.

Испытания образцов проводят либо в лабораторных условиях на стационарном оборудовании, либо в полевых — на портативном. В частности, испытания, связанные с работами по изучению механического состояния массива вблизи ствола шахтоуправления Яновское комбината Донбассантрацит, проводили в лаборатории на стационарном оборудовании, а образцов, отобранных при проходке ствола шахтоуправления Алмазное того же комбината, — в полевых условиях на портативном оборудовании конструкции ВНИМИ. Полевая лаборатория находилась в здании на промышленной площадке у ствола. Лаборатория была оборудована камнерезным станком для изготовления и обработки цилиндрических образцов пород, а также 100-тонным гидравлическим прессом БП-14. Испытания проводили по методике, приведенной в работе [88]. Сущность этой методики заключается в следующем.

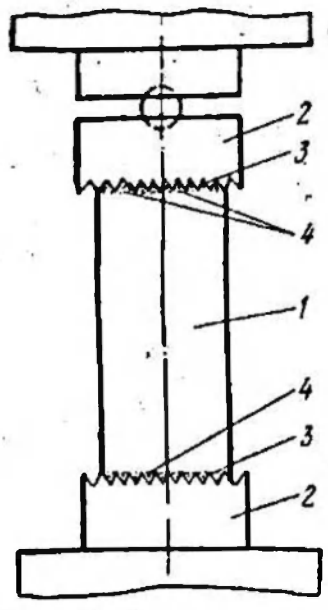


Рис. 9. Схема испытаний образцов пород на прочность на прессе с зубчатыми накладками

Образец породы *1* (рис. 9) с пешлифованными торцами помещается между зубчатыми накладками *2* и нагружается. В начальный период нагружения с образцом контактирует небольшое число зубцов *3*, а затем по мере нагружения происходит смятие и разрушение выступающих неровностей и постепенно все или по крайней мере абсолютное большинство зубцов вступают в контакт с образцом. При испытании пород равномерность распределения контактных напряжений достигается за счет хрупкого разрушения неровностей с образованием тонкого слоя породной крошки *4*, состоящей из частиц породы и породного цемента, а также зерен минералов. Этот слой играет роль псевдоэластичной прокладки, способствующей выравниванию напряжений на контакте образца с накладкой в осевом и уменьшающей их в радиальном направлениях. Величина нагрузки, при которой происходит образование слоя породного порошка у хрупких пород, составляет 50—80% от разрушающей.

Такой способ определения характера изменения механического состояния массивов вблизи подземных выработок впервые

был применен в практике исследовательских работ. При этом сравнение полученных данных с результатами исследований другими более строгими методами (например, методом разгрузки) показало хорошую сходимость.

Отметим, что этот метод в силу простоты и доступности может быть использован производственниками для получения оперативной информации о параметрах механического состояния пород, непосредственно примыкающих к горным выработкам, прогноза выбросоопасности, что в условиях концентрации производства и высоких скоростей подвигания очистных, капитальных и подготовительных забоев имеет большое значение для правильного и безаварийного ведения горных работ.

Результаты исследования механического состояния пород вблизи стволов, проходимых способом бурения. Для оценки механического состояния пород вблизи стволов, пройденных способом бурения, были выполнены экспериментальные работы в погашенных незакрепленных стволах — скважинах б. шахт № 5-бис и № 10-10-бис комбината Донбассантрацит (см. § 1, гл. I). Одновременно в процессе этих работ решалась задача о воздействии эрозии на обнажения, чтобы установить долю этих процессов в формировании области трещиноватости и развитие ее во времени. Для этого из стенок скважин-стволов отбирали и испытывали керновые пробы и одновременно определяли трещиноватость методом нагнетания в скважины сжатого воздуха.

В табл. 14 приведены данные, характеризующие прочность пород различного литологического состава. Образцы отбирались (выбуривались) на разных глубинах из стенок стволов-скважин и из окружающего массива. Из таблицы следует, что прочность пород типа песчаников и известняков в условиях длительного обнажения (более 15 лет) и воздействия эрозии изменилась весьма незначительно (от 3 до 10% прочности образцов, отобранных из глубины массива). Несколько больше изменилась прочность алевролитов (до 27%) и глинистых сланцев (до 30%). Измерения трещиноватости показали, что в прочных монолитных песчаниках нарушенная область вовсе отсутствует, а в песчанистых и глинистых сланцах не превышает 0,5 м от контура выработки. Следовательно, процессы эрозии и время обнажения не оказывают решающего воздействия на формирование области трещиноватости и существенного изменения прочностных характеристик пород в таких условиях. Можно предположить, что в выработках, сооружаемых способом бурения, максимальные напряжения концентрируются на контуре, и лишь в течение длительного времени при отсутствии крепи в породах типа глинистых и песчанистых сланцев зона повышенных напряжений отодвигается в глубь массива и формируется предельная зона. В прочных монолитных песчаниках даже при сдвижении массива под влиянием очистных работ не происходит формирование предельной зоны. Воздействие на массив неравномерного поля высокой концентрации

напряжений вследствие развивающегося стационарного опорного давления проявляется в виде крутопадающих трещин-разломов, которые, однако, не приводят к потере устойчивости породных стенок.

Таблица 14

Порода	Глубина отбора, м	Предел прочности на одноосное сжатие, кгс/см²	
		из стенки ствола	из массива, удаленного от контура
Шахтоуправление им. газеты «Известия» (ствол б. шахты № 10—10-бис)			
Песчаник среднезернистый	66—67	2170	2243
Известняк темносерый	69—70	1440	1443
Сланец глинистый	85	427	689
Песчаник мелкозернистый	100	1604	1701
Алевролит	112	1035	1434
Песчаник среднезернистый	124	2113	2342
Сланец глинистый	160	366	383
Алевролит	163	876	1086
Шахтоуправление Яновское (ствол б. шахты № 5-бис)			
Песчаник мелкозернистый	91—180	1810	1911
Сланец глинистый	78—173	448	489

Проведенные ВНИМИ ранее измерения нагрузок на крепь ствола, пройденного бурением в Карагандинском бассейне [23], также свидетельствуют о более благоприятной работе крепи, меньшей неравномерности распределения нагрузок по контуру и небольшой их абсолютной величине по сравнению со стволами, пройденными буровзрывным способом в однотипных условиях.

Таким образом, в стволах, пройденных способом бурения в прочных породах, механическое состояние в приконтурной части отличается однородностью и отсутствием влияния воздействий рабочих органов буровых установок на окружающие породы. Кроме того, в таких условиях даже длительное воздействие эрозии на обнажения практически мало влияло на снижение их прочности и устойчивости.

Результаты исследования механического состояния пород вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом. Исследования можно условно разделить на несколько самостоятельных этапов, каждый из которых дополнял предыдущие. На первом этапе изучалось состояние пород, непосредственно примыкающих к контуру выработки, по изменению степени трещиноватости при удалении в массив.

На рис. 10 показана зависимость падения давления сжатого воздуха в процентах от расстояния до контура ствола, характеризующая относительную трещиноватость песчаников (кривая *1*), алевролита (кривая *2*) и глинистых сланцев (кривая *3*). Кривые строились по результатам 50 экспериментов (свыше 250 измерений). Из приведенных графиков следует, что на контуре наибольшим нарушениям подверглись глинистые сланцы и алевролиты. По мере удаления от контура, нарушенность пород сравнительно быстро затухает (30—50 см) и на расстоянии 1,0—1,3 м практически стабилизируется. Нарушенность прочных монолитных песчаников весьма незначительна и стабилизируется на расстоянии 15—20 см от контура. Алевролиты и глинистые сланцы нарушены сильнее, но степень нарушенности по мере движения в массив снижается довольно резко. Экспериментальные работы были выполнены в стволах шахтоуправлений им. газеты «Известия» и Яновское комбината Донбассантрацит, а также на шахте «Алмазная» комбината Гуковуголь.

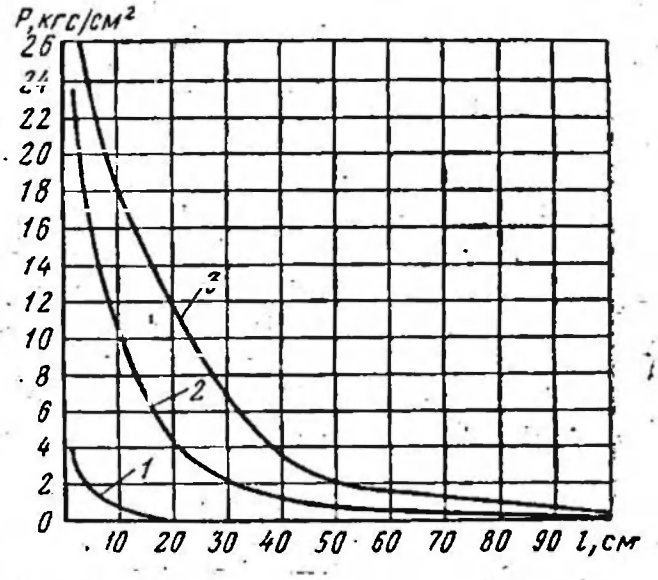


Рис. 10. Зависимость падения давления сжатого воздуха от расстояния до контура ствола в песчанике (*1*), алевролите (*2*) и глинистом сланце (*3*)

В табл. 15 приведены данные о прочности пород по мере удаления от контура в глубь массива. Образцы для испытаний отбирались при проходке вентиляционного ствола шахтоуправления им. газеты «Известия» комбината Донбассантрацит. Из табл. 15 следует, что по мере удаления от контура ствола

Таблица 15

Порода	Глубина залегания от поверхности, м	Предел прочности на одноосное сжатие (кгс/см²) при расстоянии от контура ствола, м			
		0,5	1,0	4,0	5,0
Песчаник крупнозернистый	120,5	—	2123	2340	—
То же	120,5	—	2230	2574	—
Песчаник метаморфизованный	162,0	1532	—	—	2252
Сланец глинистый	162,0	449	509	—	—

прочность пород несколько увеличивается, что свидетельствует о значительном ослабляющем влиянии буровзрывного способа проходки на окружающий массив.

Следующий этап включал работы по исследованию напряженного состояния пород методом разгрузки вблизи ствола № 6 шахтоуправления Яновское комбината Донбассантрацит.

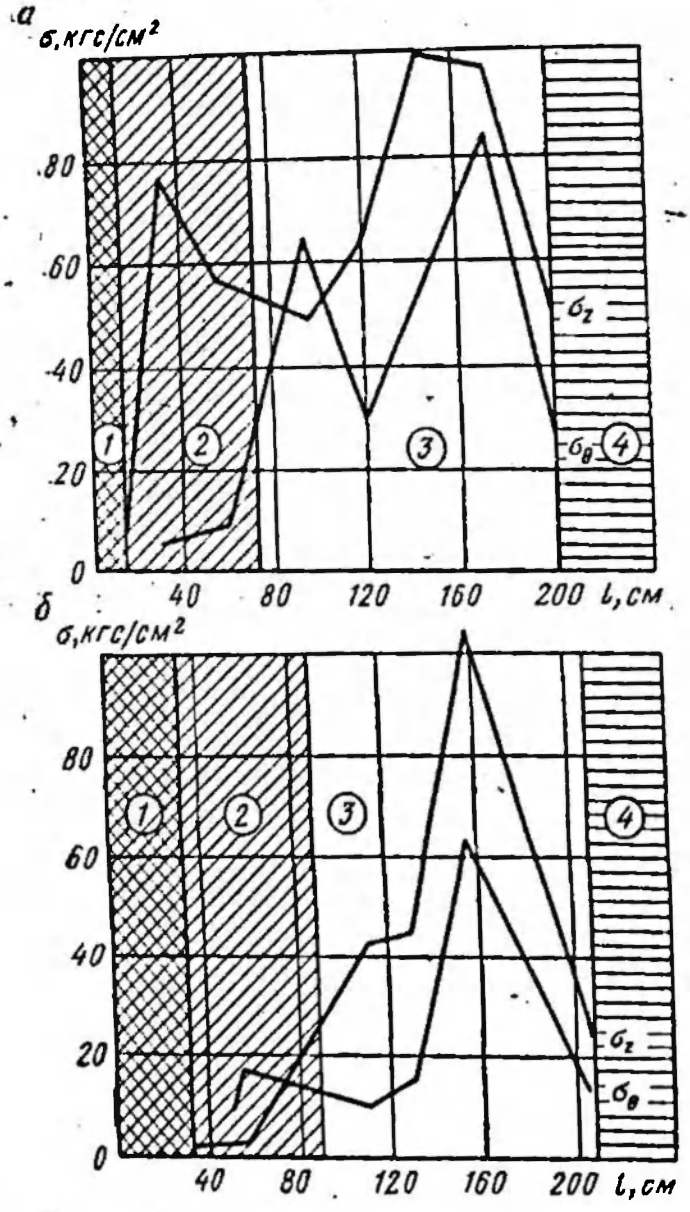


Рис. 11. Зависимость вертикальных (σ_z) и тангенциальных (σ_θ) напряжений от расстояния до стенок выработки в песчанике вблизи ствола шахтоуправления Яновское

На рис. 11 показан график распределения вертикальных (σ_z) и тангенциальных (σ_θ) напряжений на глубине 375 м (*а*) и 450 м (*б*) в прочных монолитных песчаниках. Из графиков следует, что вблизи стенок выработки (15—30 см) зарегистрирована область разгрузки *1*, где напряжения отсутствуют, а породы разбиты трещинами различных размеров и направлений. По мере удаления от контура нормальные тангенциальные и вертикальные напряжения увеличиваются (область пониженных напряжений *2*) и на некотором расстоянии достигают максимальных величин (область повышенных напряжений *3*), а затем резко уменьшаются и, как предполагалось, стабилизируются (переход в естественное состояние нетронутого массива *4*).

На рис. 12 приведены аналогичные графики распределения напряжений на глубине 400 и 350 м в переслаивании песчаников, песчанистых и глинистых сланцев (*а*) и глинистых сланцев (*б*) по результатам измерений в том же стволе.

Результаты измерений показывают, что величины максимальных напряжений не превышают 100 кгс/см², а графики в пределах охваченных измерениями зон имеют по одному ярко выраженному максимуму. Это можно объяснить только небольшой глубиной зондирования (1,5—2,5 м). Значительный интерес представляет

также отсутствие напряжений в крепи из набрызгбетона. Крепь оказалась свободной от напряжений и разгруженной. Такие же результаты были получены и ранее при измерении напряжений в монолитной бетонной крепи вентиляционного ствола шахтоуправления им. газеты «Известия». Это еще раз свидетельствует о существенной прочности и устойчивости пород в этом районе.

Анализ графиков рис. 11 и 12 показывает, что абсолютные величины напряжений оказались заниженными по сравнению с вычисленными от веса вышележащих пород (γH); особенно это относится к глинистым сланцам и переслаиванию пород различной прочности. Объясняется это тем, что экспериментальные скважины не вышли из области влияния выработки, а находились в пределах наиболее ослабленной приконтурной части, где напряжения были меньшими, чем естественные. Поскольку степень нарушенности глинистых сланцев и переслаивающихся пород оказалась намного больше песчаников, то и напряжения в этом случае были меньшими по абсолютной величине. Кроме того, здесь видимо сказалась разгрузка массива, вызванная очистными и подготовительными работами, проводившимися по пласту l_2' на глубине 175 м. Во всяком случае, одна из погашенных подготовительных выработок выходит непосредственно в ствол на этой глубине.

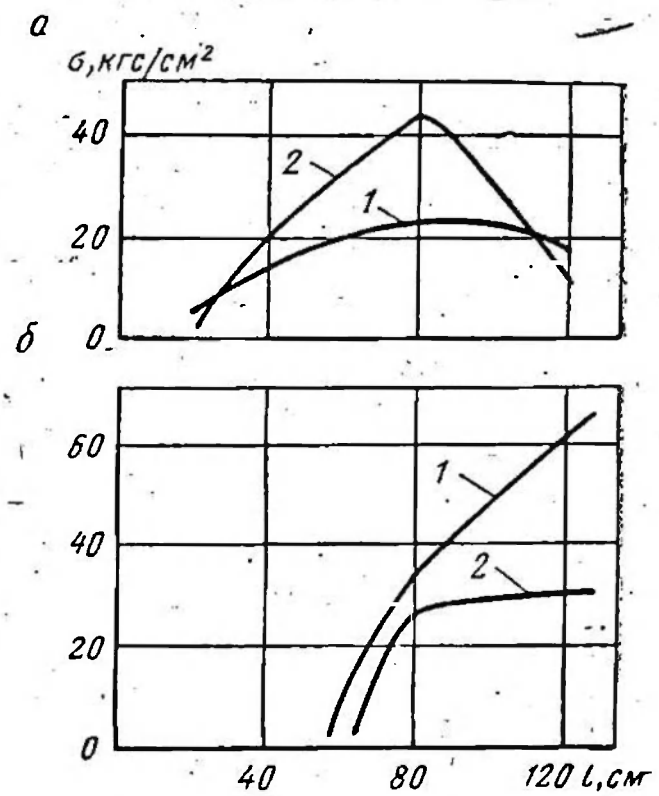


Рис. 12. Зависимость вертикальных (*1*) и тангенциальных (*2*) напряжений от расстояния до стенок ствола шахтоуправления Яновское:

а — в переслаивании песчаников, песчанистых и глинистых сланцев на глубине 400 м; *б* — в глинистых сланцах на глубине 350 м

На следующем этапе изучалось изменение прочностных и деформационных характеристик пород вблизи стволов первоначально по результатам испытаний для определения напряжений по методу разгрузки, а затем были проведены специальные исследования.

На рис. 13, *а* и *б* показаны зависимости прочности песчаника от расстояния до контура ствола соответственно на глубинах 375 и 450 м вблизи ствола № 6 шахтоуправления Яновское, а на рис. 13, *в* — на глубине 203 м вблизи ствола шахтоуправления Алмазное, полученные в результате испытаний пород, извлеченных из разгрузочных скважин. В данном случае скважины бурили в середине мощных (28—30 м) однородных слоев

песчаника с целью исключения влияния случайных факторов (переслаивание пород различной прочности, геологические нарушения и др.) на результаты экспериментальных работ. Рассмотрение приведенных кривых показывает, что на расстоянии от контура, равном около 20 см, породы сильно трещиноваты. Из полученных кернов не представилось возможным изготовить образцы для испытаний. Это свидетельствует о том, что в этой зоне породы наиболее ослаблены вследствие проведения выработки и подверглись значительному воздействию буровзрывных работ. По мере удале-

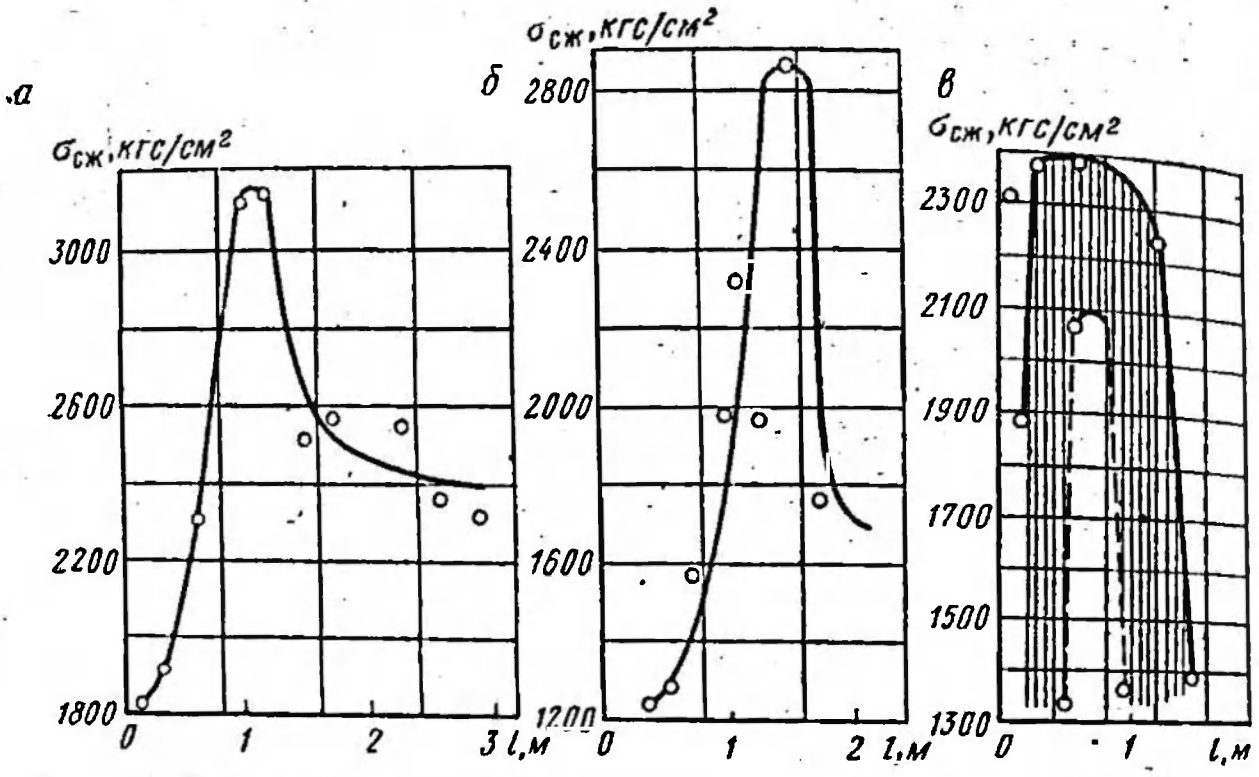


Рис. 13. Зависимость прочности песчаника от расстояния до контура ствола на глубинах 375 м (*а*) и 450 м (*б*) (ствол шахтоуправления Яновское) и 203 м (*в*) (ствол шахтоуправления Алмазное)

ния от контура прочность пород довольно резко возрастает и на расстоянии 100—170 см достигает максимальных величин, после чего резко падает и, как предполагалось, на расстоянии около 200 см от контура стабилизируется, составляя при этом 60—70% от максимальной.

Отметим, что с увеличением глубины (см. рис. 13, *б*) приконтурная, наиболее ослабленная и трещиноватая зона несколько увеличивается. На глубине 450 м зоны максимальной и стабильной прочности также на 40—50 см сдвинуты в глубь массива по сравнению с глубиной 375 м (см. рис. 13, *а*). Аналогичные графики построены по данным испытаний прочности пород, отобранных из скважин, пробуренных из горизонтальных и вертикальных выработок Донбасса, Кузбасса и некоторых других районов.

Из сопоставления и анализа графиков следует, что во всех случаях четко фиксируется областью повышенной прочности, расположенная между областью ослабленных пород и, как первоначально предполагалось, областью ненарушенного массива.

Проведенные экспериментальные работы показали, что в породах вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом, происходят необратимые процессы, которые приводят к изменению первоначальных физико-механических параметров пород и имеют динамическую природу [18]. Для проверки этого предположения, а также с целью уточнения и более глубокого изучения

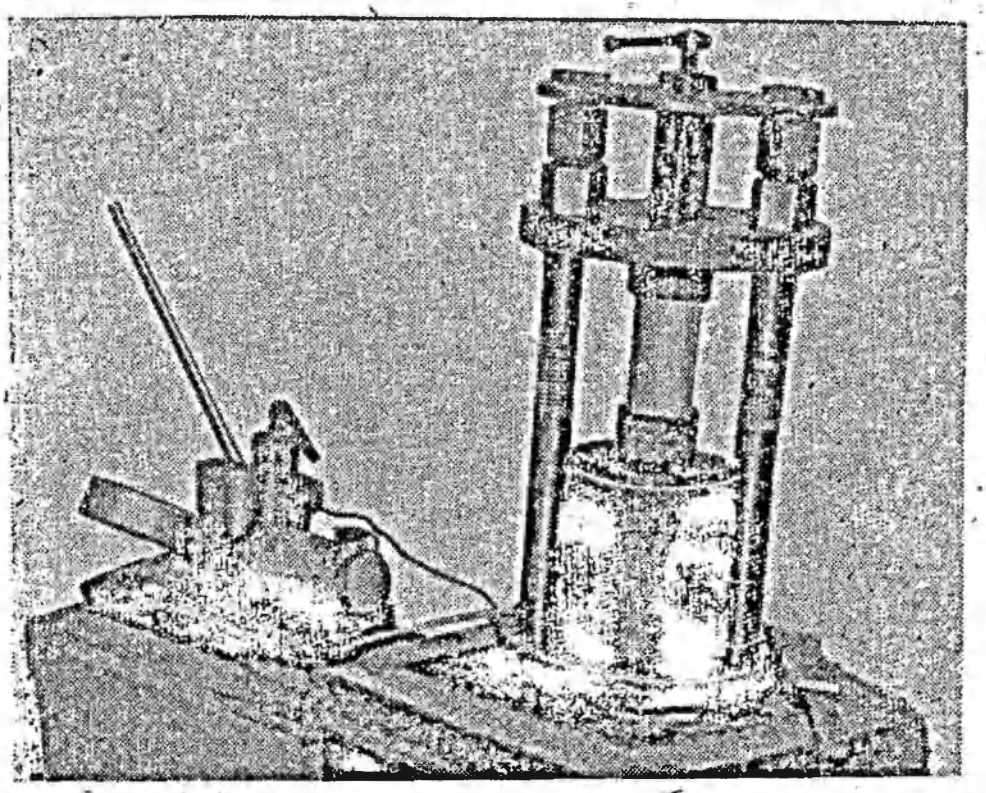


Рис. 14. Общий вид пресса БП-14 в процессе испытания пород

установленного явления работы были продолжены до начала и в процессе проходки вертикального ствола шахтоуправления Алмазное.

Перед проходкой по оси будущего ствола была пробурена контрольно-техническая скважина с отбором и испытаниями образцов. Одновременно готовили шлифы для петрографических описаний и изучения микроструктур пород. Кроме того, в процессе проходки на расстоянии 30—40 м от забоя (через 30 сут после прохождения забоя) с подвесного проходческого полка параллельно напластованию бурили экспериментальные скважины диаметром 76 мм с отбором образцов. При этом глубина зондирования от контура увеличилась до 10 м. Испытывали не только песчаники, но и глинисто-углистые и песчано-глинистые сланцы. Обработку и испытания цилиндрических образцов (кернов) производили в полевых условиях с помощью оборудования, разработанного в лаборатории механики горных пород ВНИМИ. На рис. 14 показан общий вид пресса БП-14 в процессе испытаний пород.

Первая серия скважин была пробурена на небольших глубинах (45—168 м) частично в выветрелых и окисленных породах (залегание пологое, 2—5°).

На рис. 15 показана зависимость предела прочности глинистых (*а*) и глинисто-углистых сланцев (*б*, *в*), песчаников (*г*) и песчанистых сланцев (*д*, *е*) от расстояния до контура ствола по мере удаления в глубь массива. Графики построены по результатам испытаний образцов, отобранных из скважин на глубинах 45 м (*а*), 56 м (*б* и *в*), 76 м (*г*), 128 м (*д*) и 168 м (*е*).

Из графиков видно, что наиболее интенсивному воздействию взрывных работ подверглись гнилистые и глинисто-углистые сланцы (до 1 м), незначительно нарушены песчаники (20—30 см) и умеренно-песчанистые сланцы (до 0,5 м).

Характер изменения прочности пород — волнообразный, постепенно затухающий по мере удаления от контура выработки. Максимальная амплитуда волн зарегистрирована для песчаников, минимальная — для глинистых пород (глинистые и глинисто-углистые сланцы). Промежуточное положение характерно для песчанистых сланцев.

Вторая серия скважин пробурена на глубине 187—440 м в непарушенных породах. В процессе выполнения работ было установлено, что структура пород (в том числе и песчаников) неоднородна, в отличие от образцов, отобранных и испытанных при проходке ствола № 6 шахтоуправления Яновское. В связи с этим производилось петрографическое изучение шлифов, изготовленных из породных дисков, которые отбирались от каждого образца до начала испытаний. Кроме того, из дисков готовились пробы для определения пористости и объемного веса.

На рис. 16 показана зависимость предела прочности ($\sigma_{сж}$), пористости ($n_{эф}$), объемного веса (γ) и модуля упругости (E) песчаника на глубине 200 м от расстояния до контура ствола. Модуль упругости определялся по корреляционным зависимостям, полученным Б. В. Матвеевым для песчаников ($E = 300\sigma_{сж}$, где $\sigma_{сж}$ — предел прочности при одноосном сжатии) и песчанистых сланцев ($E = 350\ \sigma_{сж}$).

В табл. 16 приведены поинтервальные данные физико-механических свойств образцов и петрографических описаний шлифов, изготовленных из тех же пород. В таблице выделено наличие в образцах упрочняющих или ослабляющих включений, по которым можно судить об изменении прочности.

На рис. 17 показана зависимость параметров песчаника по скважине, пробуренной на расстоянии 50 см от первой (см. рис. 16) в непосредственной близости от взорванного оконтуривающего шпура, от расстояния до контура ствола. Из сравнения рис. 16 и 17 следует, что разрушительное действие взрыва заряда ВВ в песчаниках невелико и существенно локализуется на расстоянии 50 см.

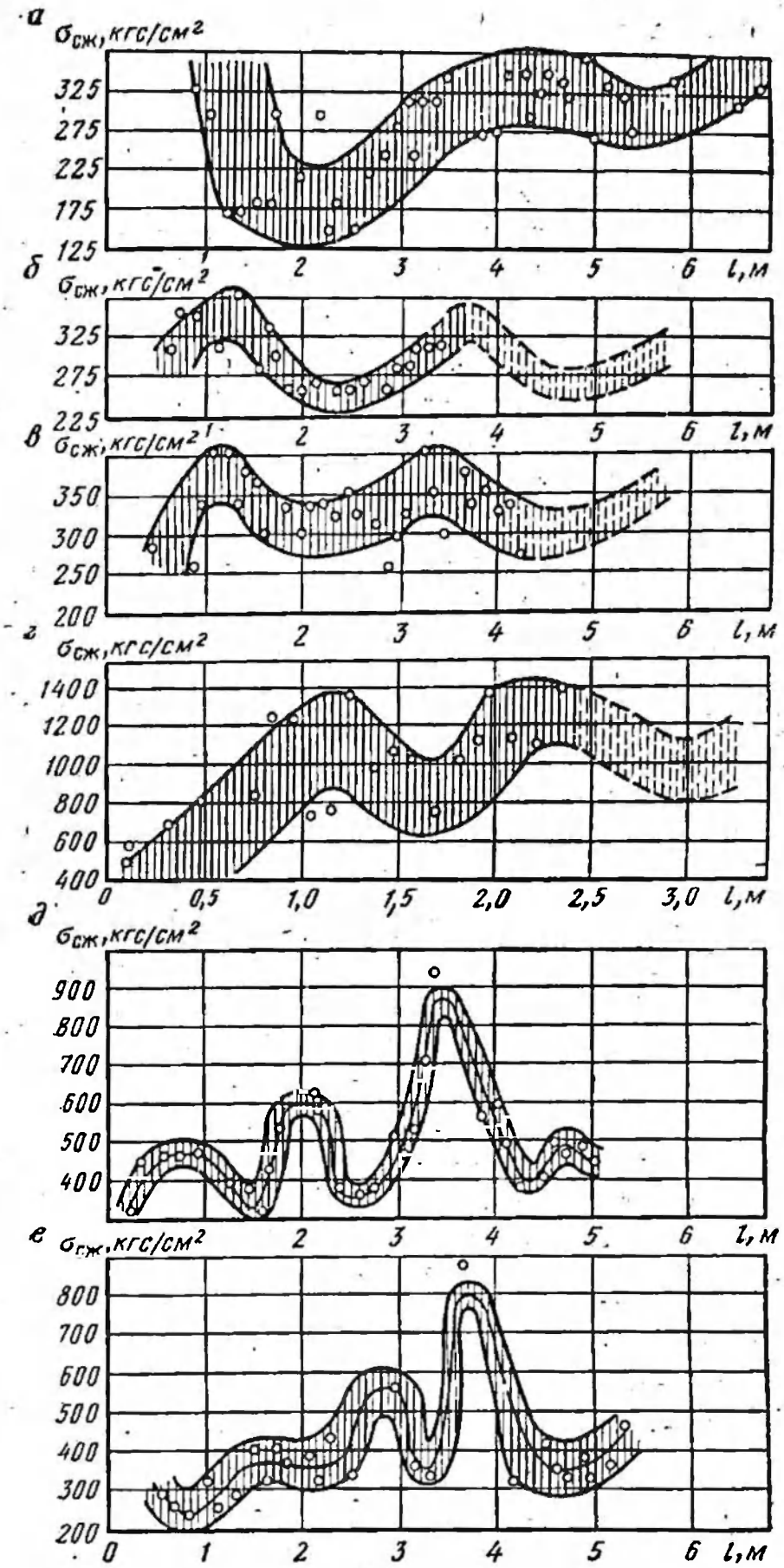


Рис. 15. Зависимость предела прочности глинистых (*а*) и глинисто-углистых сланцев (*б*, *в*), песчаников (*г*) и песчанистых сланцев (*д*, *е*) от расстояния до контура ствола шахтоуправления Алмазное

Анализ данных петрографического описания шлифов показал, что отобранные образцы можно разделить на две группы, которые отличаются наличием или отсутствием тонких углистых прослойков и количеством углистого материала в цементе. Уменьшение углистого материала приводит к увеличению прочности

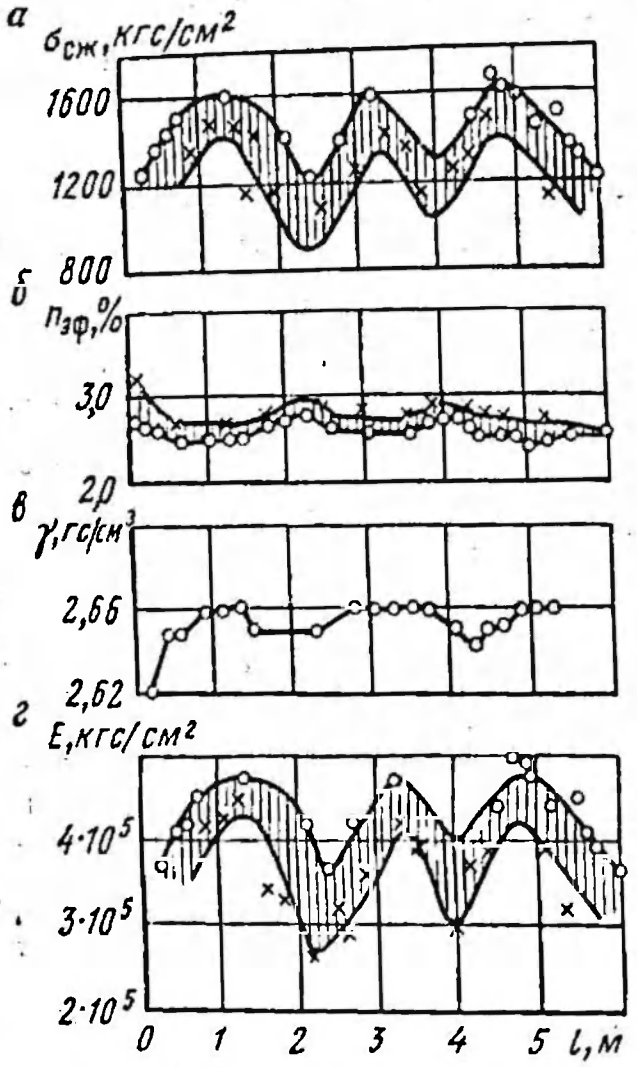


Рис. 16. Зависимость предела прочности (*а*), пористости (*б*), объемного веса (*в*) и модуля упругости (*г*) песчаника на глубине 200 м от расстояния до контура ствола шахтоуправления Алмазное

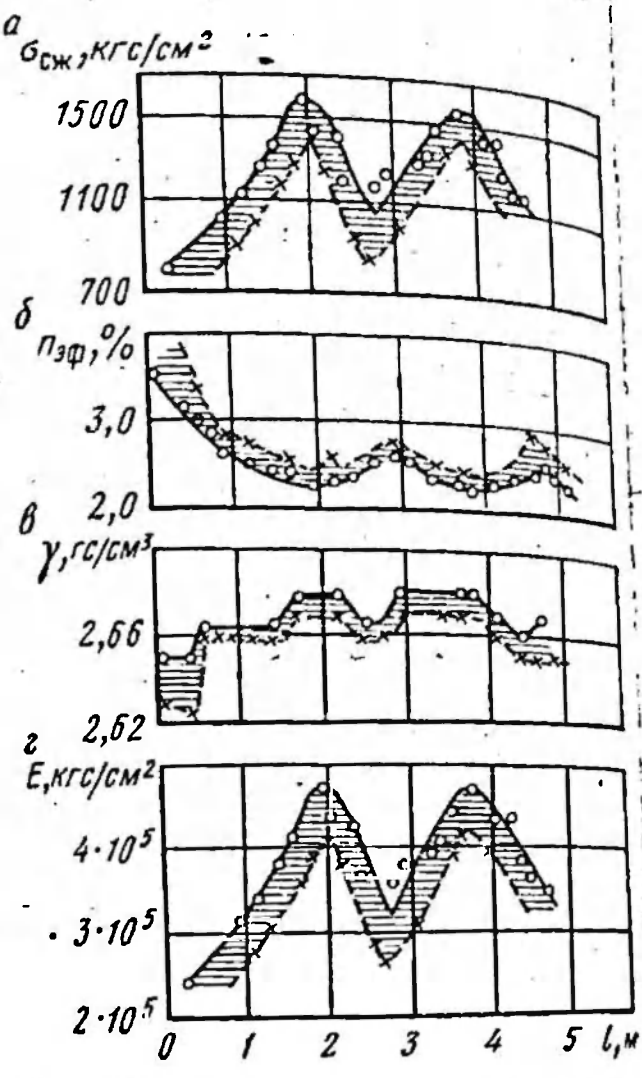


Рис. 17. Зависимость предела прочности (*а*), пористости (*б*), объемного веса (*в*) и модуля упругости (*г*) песчаника на глубине 200 м от расстояния до контура ствола шахтоуправления Алмазное по скважине длиной 6 м, пробуренной около взорванного оконтуривающего шпура

образцов (верхняя кривая на рис. 16), увеличение — к уменьшению (нижняя кривая на рис. 16). Однако в местах перегиба кривых резкого увеличения или снижения как ослабляющих, так и упрочняющих включений не отмечалось, что следует из рассмотрения табл. 16 и сравнения ее с рис. 16: интервалы 102—134 см, 231 см, 327—354 см, 404 см, 466—486 см и 600 см.

На рис. 18 показана зависимость предела прочности песчанистого сланца на глубине 210 м по скважине глубиной 8 м от расстояния до контура ствола, а на рис. 19 — зависимость предела прочности песчаника на глубине 440 м по скважине

Таблица 16

Расстояние от контура ствола, см	Предел прочности при одноосном сжатии, кгс/см²	Пористость, %	Объемный вес, гс/см³	Наличие упрочняющих и ослабляющих включений по петрографическим описаниям шлифов	
				упрочняющие (% карбонатности и степень уплотнения)	ослабляющие (наличие глинисто-углистого материала, кальцита и слюды)
62	1400	2,5—2,75	2,65	Карбонатов 10—15%, уплотнен	—
127	1400—1594	2,5	2,66	Карбонатов 15—20%	Углистого материала — мало
102	1300—1500	2,5	2,66	То же	Прослойки углистого материала (0,1 мм), в цементе 5% углистого материала
134	1300—1500	2.5	2,66	Карбонатов до 20%, участки уплотнения	Слюда 1—3%
231	885—1214	2,75—3,0	2,65	Карбонатов 25%, кварцевых обломков 60—65%	Тонкорассеянный обугленный растительный детрит 5—7%
327	1350—1581	2,5	2,66	Карбонатов 20—25%, значительные участки уплотнения и окварцевания	Примесь углистого материала
354	1300—1500	2,5	2,66	Карбонатов 7—10%, обломки кварца 65%	Прослойки, богатые слюдой и углистым материалом
404	1000—1300	2,75—2,9	2,65	Карбонатов 7%	Обугленного растительного детрита 10%
429	1100—1300	2,75—2,9	2,64	Карбонатов 10% участки уплотнения	Тонкорассеянный углистый материал (3%)
466	1400—1600	2,5	2,65	Участки уплотнения	Кальцит 7—10%, углистого материала 10%
486	1450—1630	2,5	2,66	Уплотнен, карбонатов 20%	Слюда с обугленным растительным детритом
502—575	1400—1600	2,36	2,66	Карбонатов 15%	Включения обугленного растительного материала, в цементе также углистый материал (10—15%)
600	1200	2,6	2,66	Карбонатов до 20%, уплотнен	Слюды 1—3%, обугленного растительного детрита 5%

глубиной 11,5 м от расстояния до контура ствола. В последнем случае скважина пересекла две пачки пород, существенно отличающихся по прочности, что и следует из приведенного графика. Кроме того, с увеличением глубины отмечается возрастание нарушенной зоны, непосредственно примыкающей к контуру выработки.

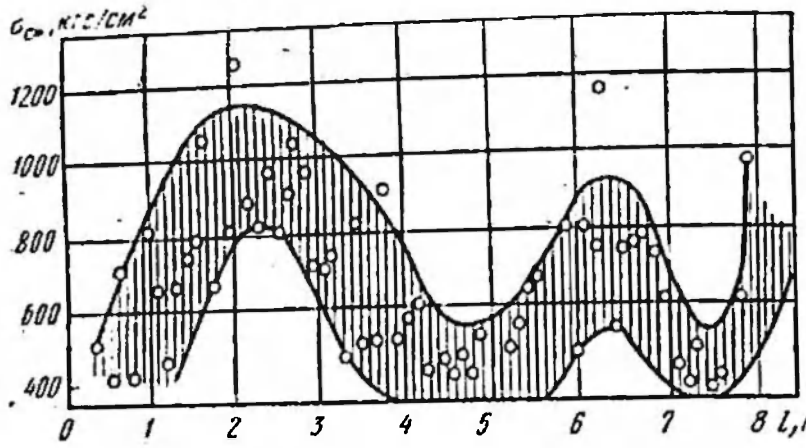


Рис. 18. Характер изменения прочности песчанистого сланца на глубине 210 м вблизи ствола шахтоуправления Алмазное по скважине длиной 8 м

Анализ полученных данных показал, что закономерности изменения механического состояния пород вблизи стволов, сооружаемых буровзрывным способом, связать с изменением их струк-

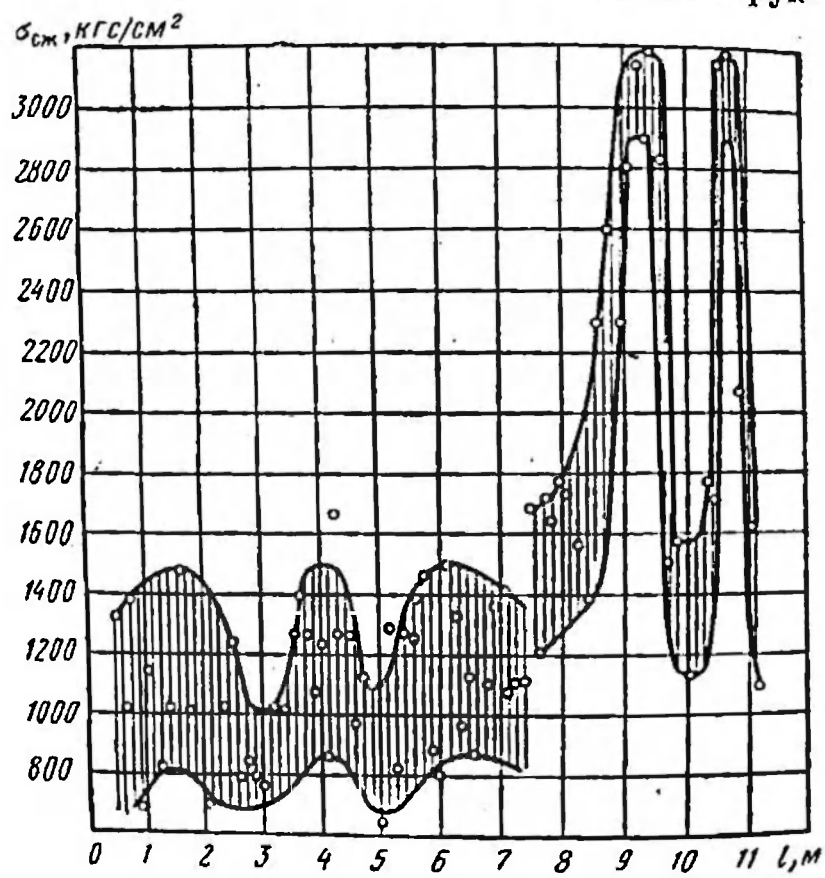


Рис. 19. Характер изменения прочности песчаника на глубине 440 м вблизи ствола шахтоуправления Алмазное по скважине длиной 11,5 м

турных и петрографических особенностей не представилось возможным. Закономерное чередование упрочненных и ослабленных участков пород вблизи ствола, как и предполагалось, имеет динамическую природу.

При динамическом характере действия взрыва, как отмечается в работе [106], энергия ВВ поглощается массивом в виде отдельных порций. Периодичность поглощения энергии взрыва определяется периодом собственных колебаний стенок зарядной

полости и самого массива. При этом фаза разрежения следует за фазой сжатия, что приводит к воздействию на массив высоких динамических напряжений, чередующихся с разрежениями. Как и волны напряжений, процесс этот по мере удаления от контура выработки носит явно затухающий характер, что следует из рис. 20, на котором показана зависимость прочности и модуля упругости песчано-глинистого сланца на глубине 187 м от расстояния до контура ствола. Из рисунка видно, что в породах типа глинистых и песчано-глинистых сланцев со средней акустической жесткостью [137] «волны прочности» (условное наименование) затухают на расстоянии 6—8 м от контура выработки. Можно предположить, что в породах типа песчаников с большой акустической жесткостью «волны прочности» будут затухать на большем удалении от контура.

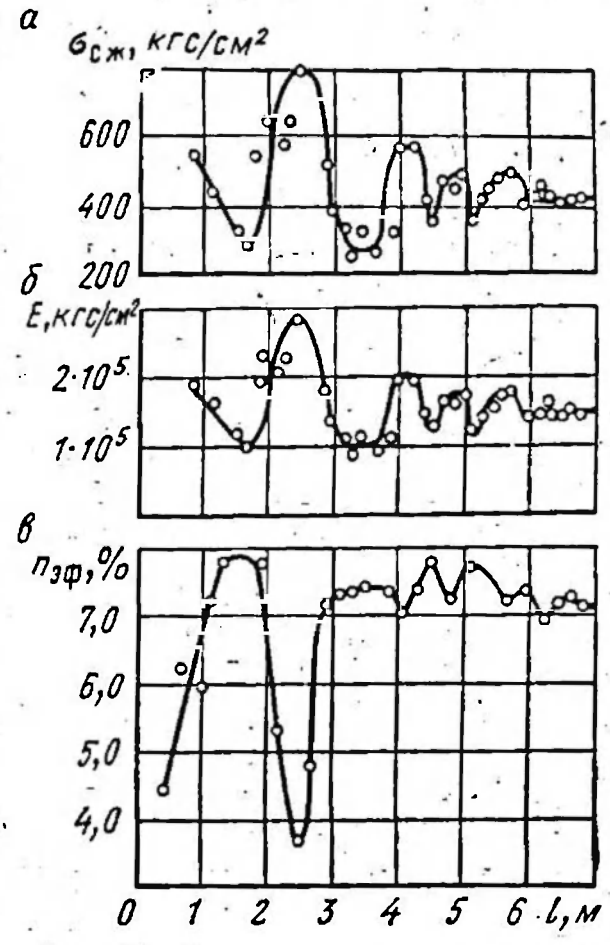


Рис. 20. Зависимость предела прочности (*а*), модуля упругости (*б*) и пористости (*в*) песчано-глинистого сланца на глубине 187 м от расстояния до контура ствола шахтоуправления Алмазное

Анализ и сравнение шлифов, изготовленных из образцов, отобранных из контрольно-технической скважины (рис. 21, *а*), пробуренной до начала проходки ствола, и шлифов, изготовленных из образцов, отобранных из экспериментальных скважин (рис. 21,*б*), пробуренных после проходки, показали, что в последнем случае структура пород в зонах упрочнения резко изменилась. В шлифах четко выделяются зоны уплотнения, где обломочные зерна соприкасаются друг с другом без цемента, что свидетельствует о необратимых деформациях пород, которые могли возникнуть лишь в условиях высоких сжимающих напряжений, вызванных проведением выработки буровзрывным способом.

Таким образом, вследствие динамических импульсных воздействий на массив вблизи выработок закономерно регистрируются чередующиеся зоны пород повышенной и пониженной прочности. Не исключено, однако, что отмеченные выше структурные и петрографические неоднородности пород также оказывают некоторое начальное влияние на формирование этих областей. Тем не менее решающего влияния они оказать не могут, так как известно, что

естественные неоднородности распределены в массиве в основном хаотически и носят незакономерный характер. Объяснить возникновение этих зон экспериментальным разбросом прочности в непарушенном массиве также не представляется возможным, так как данные испытаний пород в этих условиях показывают, что экспериментальный разброс носит иной характер и не отклоняется от среднего более чем на 5—10%.

Анализ отмеченных закономерностей показал, что установлено явление образования искусственных неоднородностей волнового характера в породах вблизи выработок, сооружаемых буровзрыв-

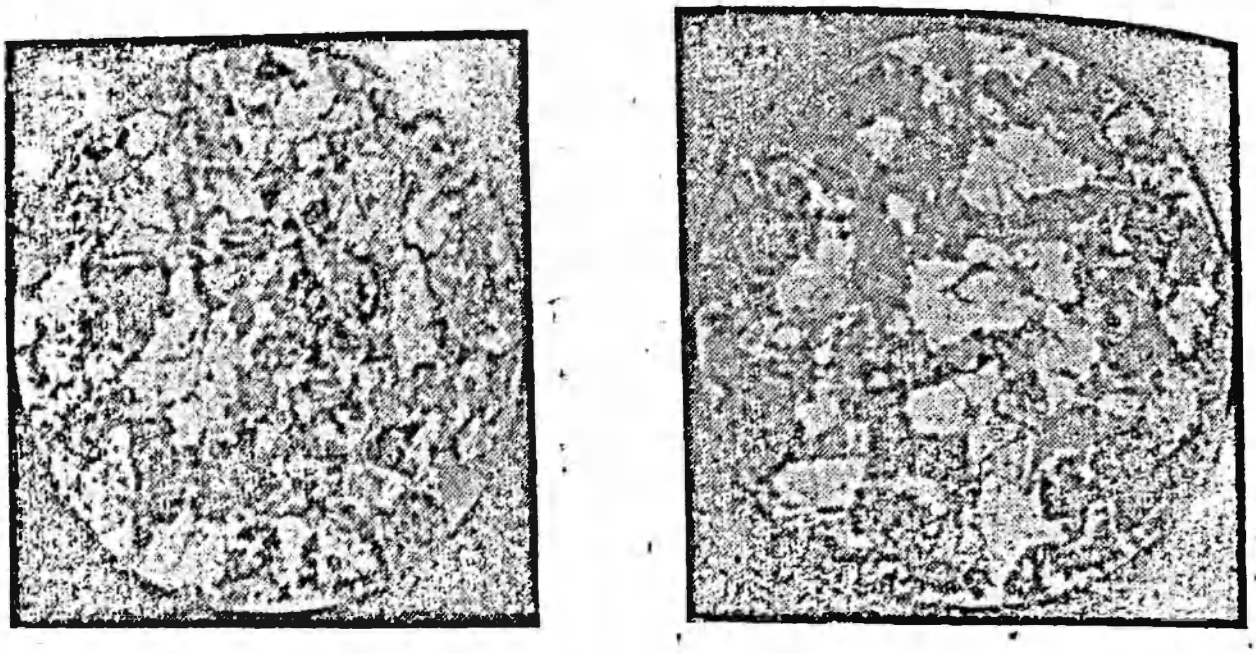


Рис. 21. Микроструктуры образцов пород, отобранных из контрольно-технической (*а*) и экспериментальной (*б*) скважин, пробуренных соответственно до и после проходки ствола шахтоуправления Алмазное

ным способом. Неоднородности зарегистрированы по всем скважинам, пробуренным из вертикального ствола шахтоуправления Алмазное.

В дальнейшем полученные экспериментальные данные были подтверждены другими исследователями. Так, в работе [132] приведены методика и результаты исследования трещиноватости массивов пород вблизи горизонтальных выработок, основанные на регистрации трещин в стенках пробуренных скважин и по кернам, извлеченным из них. Работы проводились на шахтах им. М. И. Калинина и им. Е. Т. Абакумова комбината Донецкуголь, а также «Комсомолец» и им. В. И. Ленина комбината Артемуголь в прочных песчаниках, песчанистых и песчано-глинистых сланцах. Были обследованы выработки, пройденные буровзрывным способом и комбайном.

На шахте им. М. И. Калинина только в одной из выработок было заложено свыше 100 скважин, которые бурили комплектами в сечении перпендикулярном к горизонтальной оси полевого

капитального бремсберга в почве пласта h_7 Смоляниновский. Аналогичные работы были проведены на других пластах.

Скважины изредка пересекались тонкими естественными трещинами с гладкой поверхностью, иногда покрытой слоем перетертых пород. Крупные естественные трещины встречались редко и были заполнены кальцитом. Искусственные трещины, возникающие вследствие буровзрывных работ, характеризовались неровными шероховатыми поверхностями и определенной закономерностью распределения, что резко отличало их от естественных.

Проведенные работы позволили обнаружить в массиве трещины нового типа: параллельные или почти параллельные стенкам выработки. Трещины не были локальными, а распространялись по всему периметру выработки и вдоль ее оси. Частота их у контура выше, чем в глубине массива. По мере удаления от контура число трещин в каждой свите (2—4 трещины) постепенно уменьшается, а расстояние между свитами увеличивается.

На шахте им. Е. Т. Абакумова конвейерный штрек пласта m_3 горизонта 204 м проводился комбайном ПК-3м по пласту угля на 2/3 высоты выработки и слаботрещиноватым плотным глинистым сланцам ($f = 3{,}2—3{,}4$). Пробуренные экспериментальные скважины искусственных технологических трещин не пересекли.

Таким образом, в породах вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом, образуются зоны кольцевых искусственных трещин, которые разделяют массив на отдельные слои.

Анализ полученных данных свидетельствует о динамической природе искусственных трещин. Причина их возникновения объясняется первоначальным динамическим сжатием приконтурной части массива после взрыва зарядов врубовых и отбойных шпуров, а затем резким падением давления здесь (вследствие взрыва зарядов оконтуривающих шпуров) и возвратным движением пород в сторону образовавшейся полости. В результате этого в породах образуются разрывы сплошности.

Отметим, что прибором РВП-451 на стенках скважин и по кернам могли быть зарегистрированы лишь трещины с относительно существенным раскрытием. Микротрещины, видимо, выпадали из поля зрения исследователей, хотя можно предположить обязательное их наличие на значительных расстояниях от контура выработки. Поэтому зона влияния выработок, сооружаемых буровзрывным способом, представляется более значительной, чем это было установлено.

В принципе не опровергая изложенную гипотезу образования замкнутых систем трещин вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом, отметим, что динамическая картина напряженно-деформированного состояния массива в этом случае будет более сложной. Вследствие неоднородного статического поля напряжений, вызванного гравитационными и тектоническими

сплами, а также наличием естественных дефектов пород, движущаяся волна сжатия от взрыва врубовых и отбойных шпуров будет весьма неоднородной. Кроме того, необходимо учитывать, что вслед за волной сжатия следует волна растяжения. При этом на отдельных участках массива растягивающие напряжения (как и сжимающие) могут концентрироваться вследствие отражения волны сжатия от свободных поверхностей естественных трещин, границ раздела сред (плоскости напластования, чередование пород различной прочности и т. д.) и сложения растягивающих волн с растягивающим хвостом волны сжатия. Возвратное движение массива в сторону полости (пульсация полости) будут также увеличивать амплитуду растягивающих волн напряжений. Следовательно, и сжимающие, и растягивающие волны распределяются не равномерно по массиву, а концентрируются в виде постепенно затухающих очагов. К очагам концентрации сжимающих волн, по-видимому, и приурочены зоны повышенной прочности, а растягивающих — трещинообразования. Затухание волн связано с коэффициентом поглощения, который определяется одновременным действием разных механизмов поглощения энергии. При небольших напряжениях рассеяние энергии определяется необратимыми процессами теплопроводности и процессами внутреннего трения или вязкости.

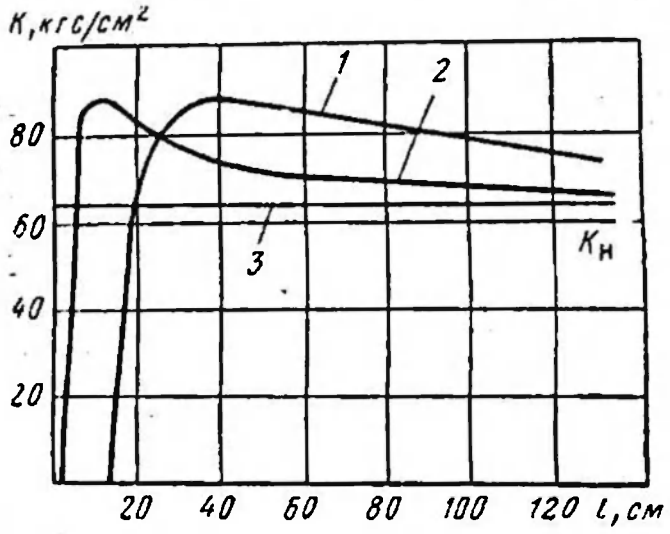


Рис. 22. Зависимость коэффициента сцепления пород от расстояния до контура выработки в глубь массива:

1 — в местах расположения зарядов ВВ; *2* — в местах расположения забойки; *3* — коэффициент сцепления в непропутом массиве

В работе [127] приведены данные об изменении коэффициента сцепления пород вблизи полевого штрека (шахта им. Волкова в Кузбассе), проведенного методом контурного взрывания. Экспериментальные скважины бурили по напластованию пород (среднезернистый песчаник) в местах расположения зарядов (рис. 22, кривая *1*) и забойки (рис. 22, кривая *2*). Всего было испытано свыше 500 образцов, извлеченных из скважин.

Анализ результатов исследования показал, что коэффициент сцепления K изменяется по мере удаления от контура в глубь массива. В непарушенном массиве в среднем $K_н = 65$ кгс/см², на участках уплотнения $K_н = 90$ кгс/см².

Из работы [118] известна взрывная обработка металлов, когда под действием динамических напряжений происходят мгно-

венные необратимые процессы, которые приводят к увеличению прочности и упругости. При этом в случае измерения местной твердости металла (по данным измерений микротвердости плоских образцов из мягкой углеродистой стали после хрупкого разрушения со скоростью распространения трещины 1000 м/с) на поверхности и под поверхностью излома оказывается, что упрочнение пластически деформированного слоя металла не изменяется монотонно по мере удаления от поверхности излома, а распределяется по периодическому закону [98] (рис. 23).

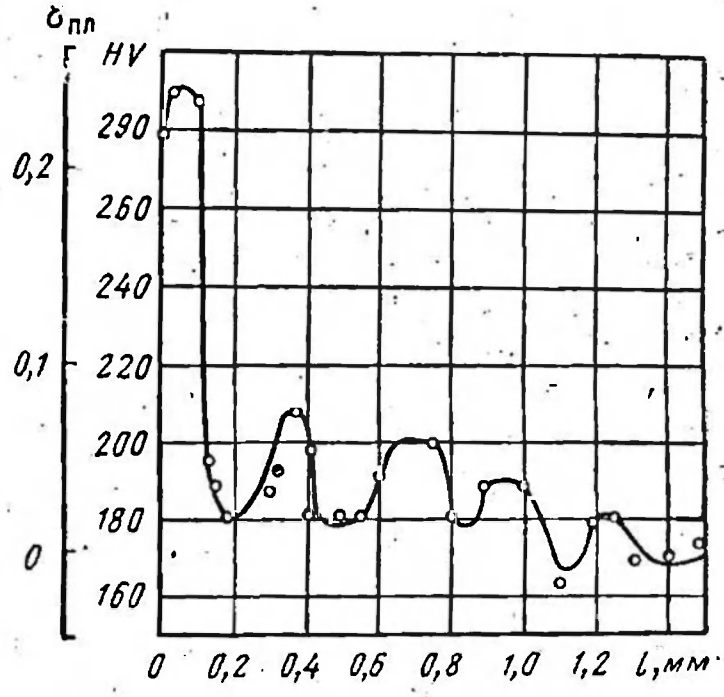


Рис. 23. График распределения микротвердости пластически деформированного слоя металла по периодическому закону

Анализ опытных данных по измерению параметров волн напряжений при взрывах в прочных породах (диабаз, гранит, мрамор, известняк) свидетельствует о том, что в значительном диапазоне расстояний волны характеризуются конечным временем нарастания напряжения до максимума. В то же время, как показывают расчеты, эти опытные данные в наблюдаемом диапазоне расстояний не укладываются в рамки представлений о горной породе как об идеально-упругой среде. Эти факты и заставляют обратиться к постановке задачи о нелинейном поведении породы при динамических нагружениях и ввести условие пластичности [139 и др.].

В работе [8] на основании анализа лабораторных и теоретических исследований отмечается, что при воздействии взрывов на породу целика в ней происходят процессы накопления неупругих деформаций, которые приводят в зависимости от свойств пород и величины нагружения к упрочнению или разупрочнению массива.

Таким образом, анализ рассмотренных данных показывает, что вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом, формируется крайне неоднородное механическое состояние пород вследствие их естественных и искусственных дефектов, которое

до последнего времени почти не учитывалось при оценке устойчивости породных стенок и расчете рациональных параметров крепи. В связи с этим для оценки напряженного состояния пород

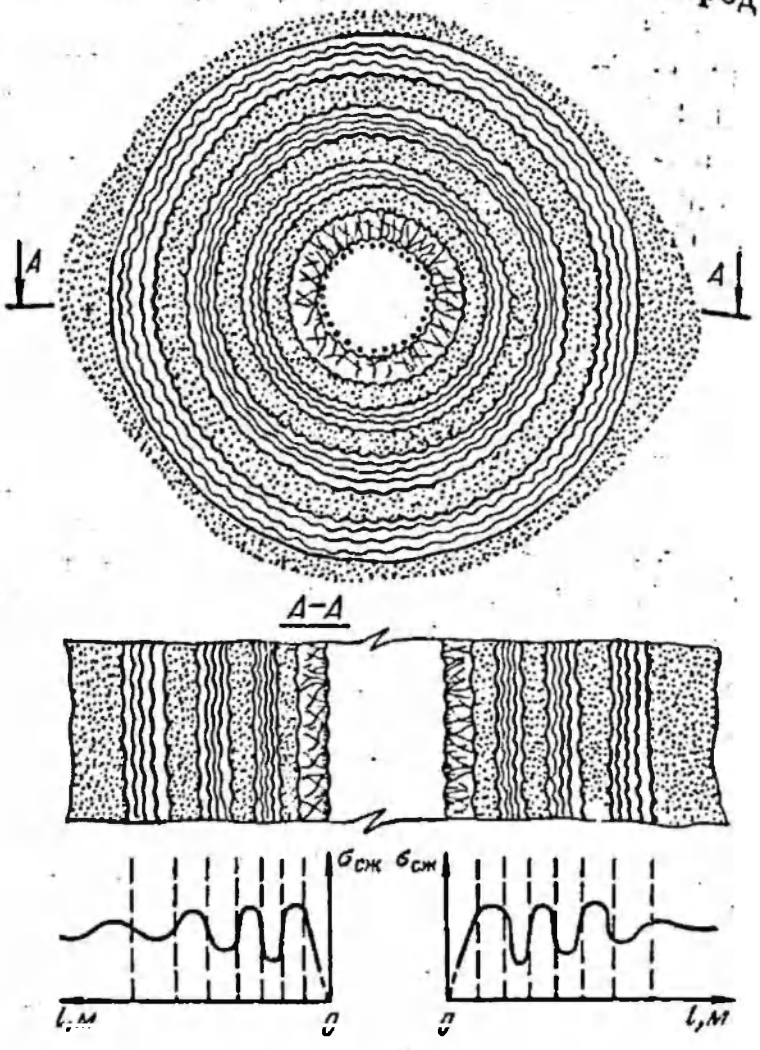


Рис. 24. Схема к периодическому затухающему изменению параметров пород вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом

вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом, предложена схема с периодическим затухающим изменением параметров пород (рис. 24).

§ 7. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

Предварительная оценка динамических процессов вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом. Горную выработку, сооружаемую буровзрывным способом, можно представить как колебательную систему [106]. Возбуждение колебаний контура и массива пород в пределах зоны влияния (инерционной массы) осуществляется энергией взрыва зарядов ВВ в шпурах. При этом колебательная система имеет следующие параметры:

а) жесткость стенок цилиндрической полости, определяемая уравнением теории упругости

$$E_1 = \frac{E}{(1+\mu)\,r_0},$$

где E — модуль упругости вмещающих пород; μ — коэффициент Пуассона; r_0 — радиус выработки;

б) инерционную (присоединенную) массу цилиндрической полости

$$M_и = 4M_0 \quad (\text{при } \mu = 0{,}25),$$

где M_0 — масса среды в объеме взрываемой части будущей полости;

в) период собственных колебаний системы

$$\tau_к = \sqrt{\frac{E}{M_и}}.$$

Имея характеристики вынужденной нагрузки (взрывных импульсов), величины импульсов напряжений во времени и периоды замедлений между взрывами в каждой серии шпуров, можно определить соотношение между длительностью взрывного импульса $T_{взр}$ и периодом собственных колебаний стенок выработки и окружающего массива $\tau_к$.

При $T_{взр} > \tau_к$ на стенки полости действуют статические нагрузки, при $T_{взр} = \tau_к$ динамические и при $T_{взр} < \tau_к$ — импульсные. Предварительные расчеты показали, что характер действия нагрузки на стенки выработки импульсный, т. е. $T_{взр} < \tau_к$. При таком режиме нагружения значительная (~90%) доля энергии взрыва локализуется в объеме инерционной массы и обусловливает колебательные явления.

Статистическая оценка неоднородностей механических свойств пород вблизи стволов, проходимых буровзрывным способом. Экспериментальные данные, рассмотренные в предыдущем параграфе, были подвергнуты обработке методами математической статистики для того, чтобы получить ответ на вопрос: случаен или закономерен характер изменения кривых прочности. Работа выполнялась в два этапа: на первом проверялась гипотеза о случайности изменения прочности пород, на втором — о наличии цикличной закономерности. Были использованы два метода проверки случайности распределения: метод серий, основанный на медиане выборки, и метод «восходящих» и «нисходящих» серий. Методы не требуют знания закона распределения совокупности, а сущность их заключается в следующем. Для исходной выборки $\sigma_{сж_1}, \sigma_{сж_2}, \ldots, \sigma_{сж_l}, \ldots, \sigma_{сж_n}$ определяется общее количество серий v и протяженность самой длинной серии t, где под «серией» понимается последовательность подряд идущих плюсов или минусов, которые для каждого метода образуются по разному.

Для первого метода плюс, если $\sigma_{сж_l} > \text{med}$ и минус, если $\sigma_{сж_l} < \text{med}$, где med — медиана выборки. Для второго метода плюс, если $\sigma_{сж_{i+1}} - \sigma_{сж_l} > 0$ и минус, если $\sigma_{сж_{i+1}} - \sigma_{сж_l} < 0$. Под протяженностью серии понимается число подряд идущих плюсов или минусов. Определив v и t вычисляют их критические значения $v_{кр}$ и $t_{кр}$, характеризующие границу принятия нулевой гипотезы. Если соблюдаются неравенства $v > v_{кр}$,

$t < t_{кр}$, то нулевая гипотеза о случайности распределения принимается. В противном случае гипотеза отвергается.

Для первого метода

$$v_{кр} = \left[\frac{i}{2}(N + 1 - 1{,}96\sqrt{N-1})\right]^*;$$

$$t_{кр} = [3{,}3(\lg N + 1)],$$

где $t_{кр}$ — определяется из таблиц**.

Для второго метода

$$v_{кр} = \left[\frac{1}{3}(2N-1) - 1{,}96\sqrt{\frac{16N-29}{90}}\right]^*,$$

где N — число испытанных образцов в скважине: $[a]$ — означает ближайшее к a целое число, не превосходящее a (в данном случае a — выражения в квадратных скобках).

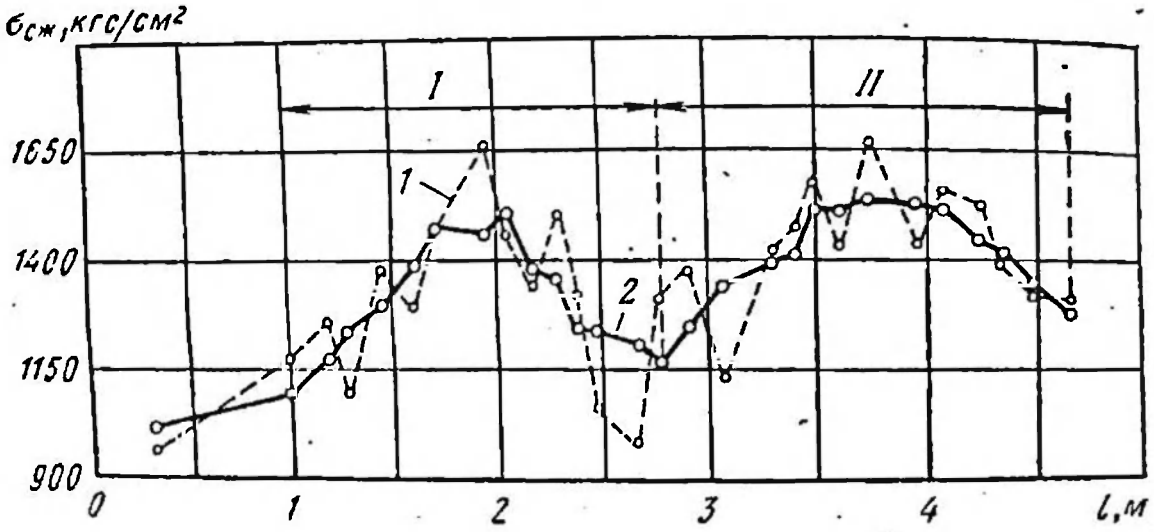


Рис. 25. Схема к статистической обработке экспериментальных данных по скважине 8 (песчаник, глубина 200 м):

1 — экспериментальная кривая; *2* — сглаженная кривая; *I, II* — циклы изменения прочности пород

Первоначально гипотеза о случайности проверялась для точек на графике (рис. 25), полученных по результатам испытаний. Данные проверки приведены в табл. 17.

Проверка на случайность двумя способами проводилась из следующих соображений. Если данная последовательность имеет случайный характер, то оба способа должны это отразить. Из данных табл. 17 видно, что этого не наблюдается (скв. № 8, 9, 11). Поэтому исходя из принципа практической невозможности,

---

* Значения приведенных $v_{кр}$ соответствуют принятому уровню значимости $p = 0{,}05$.

** Айвазян С. А. Статистическое исследование зависимостей. М., «Металлургия», 1968.

Таблица 17

Номер скважины	Порода	Глубина залегания от поверхности, м	Число испытанных образцов N	Первый метод						Второй метод				
				медиана, кгс/см²	число серий, v	$v_{кр}$	длина серий, t	$t_{кр}$	статистический вывод	число серий v	$v_{кр}$	длина серий t	$t_{кр}$	статистический вывод
8	Песчаник	200	28	1367	11	9	9	8	Нет	16	14	4	6	Да
9		200	33	1390	15	11	6	8	Да	16	17	5	6	Нет
11	Песчанистый сланец	210	59	665	18	22	12	9	Нет	38	32	4	6	Да
7	Песчано-глинистый сланец	187	35	434	12	12	6	8	Нет	18	18	4	6	Нет

Примечание. Да — означает принятие гипотезы о случайном колебании экспериментальных точек на графиках.

который нулевую гипотезу отвергает более категорично, можно сделать вывод, что в экспериментальных скважинах последовательность расположения значений $\sigma_{сж}$ по их длине имеет не случайный характер. Однако для большей убедительности проверка была продолжена по данным, полученным в результате сглаживания экспериментальной кривой, т. е. был устранен так называемый «шум» эксперимента. Сглаживание производилось методом скользящей средней по пяти точкам (см. рис. 25).

В данном случае применили метод «восходящих» и «нисходящих» серий, так как он дал более неопределенные результаты (см. табл. 17). Итоги проверки по сглаженным данным приведены в табл. 18.

Из табл. 18 видно, что гипотеза о случайности отвергается одновременно по двум критериям: $v_{кр}$ и $t_{кр}$. Отсюда следует, что распределение прочности пород по длине скважин носит закономерный характер (при принятом уровне значимости $p = 0{,}05$).

Далее выявлялся характер закономерности (тип тренда) и проверка его значимости.

Для проверки гипотезы о цикличном тренде применялся метод Мак-Юэна. Сущность метода заключается в следующем. Каждый предполагаемый цикл в данной последовательности разбивается на подобные элементы (k). Подобными элементами являются точки максимума и минимума. Подобные элементы группируются (n — число точек в группе) и определяются их групповые средние, которые сравниваются между собой. Если окажется, что групповые средние элементов цикла существенно

Таблица 18

Номер скважины	Порода	Число испытанных образцов N	Число серий t	$v_{кр}$	Длина серии t	$t_{кр}$	Статистический вывод
8	Песчаник	28	6	14	7	6	Нет
9		33	11	17	6	6	»
11	Песчанистый сланец	59	25	32	7	6	»
7	Песчано-глинистый сланец	35	12	18	7	6	»

Примечание. Нет — означает, что гипотеза о случайном распределении точек на сглаженной кривой отвергается.

различаются, то гипотеза о цикличности принимается. При этом проверяется так называемая нулевая гипотеза «групповые средние равны». Критерием оценки гипотезы является отношение межгрупповой дисперсии $\bar{S}^2_A$, характеризующей влияние фактора (в нашем случае l) к внутригрупповой дисперсии $\bar{S}^2_0$, связанной со случайностью. Влияние фактора будет значимым, если дисперсия S^2_A значимо отличается от $\bar{S}^2_0$. Сравнение S^2_A и S^2_0 проводится по критерию Фишера. Нулевая гипотеза отвергается, если

$$F_{\text{п}} = \frac{S^2_A}{S^2_0} > F_{\text{кр}}, \qquad \text{(II.3)}$$

где $F_{\text{кр}}$ — критическая область принятия нулевой гипотезы при принятом уровне значимости; $\bar{F}_{\text{п}}$ — наблюдаемое значение критерия;

$$S^2_A = \frac{n}{k-1}\sum_{l=1}^{k}\left(\bar{\sigma}_{\text{сж}_l} - \bar{\bar{\sigma}}_{\text{сж}}\right)^2;$$

$$S^2_0 = \frac{1}{k}\sum_{l=1}^{k} S^2_l;$$

$$\bar{\bar{\sigma}}_{\text{сж}} = \frac{1}{k}\sum_{l=1}^{k}\bar{\sigma}_{\text{сж}_l},$$

где S^2_l — дисперсия i-ой группы; $\bar{\sigma}_{\text{сж}_i}$ — среднее значение $\sigma_{\text{сж}}$ для i-ой группы.

При сравнении групповых средних необходимо равенство их дисперсий — S^2_l. Поэтому производится их сравнение по значи-

мости различий в целом. Проверка осуществляется по критерию Кочрэна при равенстве n во всех группах. Критерий Кочрэна имеет следующий вид:

$$g_{\text{н}} = \frac{S^2_{l\,max}}{\sum_{l=1}^{k} S^2_l}. \qquad (\text{II.4})$$

Дисперсии считаются равными, если $g_{\text{н}} < g_{\text{кр}}$.

В табл. 19 приведены результаты сравнения средних и проверка равенства дисперсий между группами для исследуемых кривых. Из таблицы следует, что дисперсии различаются незначимо. Это делает возможным проверку равенства групповых средних $\sigma_{\text{сж}\,l}$, которая показала наличие предполагавшейся цикличной закономерности у исследуемых кривых.

Таблица 19

Номера скважин	Порода	Число групп k	Число точек в группе n	Общее число точек в совокупности	Сравнение дисперсий			Сравнение средних				
					$g_{\text{н}}$	$g_{\text{кр}}$	статистический вывод	S^2_{A}	S^2_0	$F_{\text{н}}$	$F_{\text{кр}}$ при $p=0{,}05$	статистический вывод
8	Песчаник	14	2	28	0,240	0,470	Да	28 531	6500	4,39	2,5	Нет
9*		12	3÷2	34	$B/C=3{,}92$	$\chi^2=4{,}57$	»	12 796	4991	2,56	2,2	»
11	Песчанистый сланец	22	2	44	0,160	0,343	»	42 983	4367	9,84	2,0	»
7	Песчано-глинистый сланец	12	5	60	0,205	0,283	»	70 233	19 753	3,52	2,0	»

Примечание. Да—принятие нулевой гипотезы: «групповые дисперсии равны»;
Нет—наличие предполагавшейся цикличной закономерности;
P—уровень значимости.

* Сравнение дисперсий производилось по критерию Бартлета.

Проведенная статистическая обработка экспериментальных данных показала, что наблюдающиеся периодические изменения прочности пород вблизи стволов можно считать реальными. Это позволяет с некоторым приближением описывать экспериментальные кривые затухающими детерминированными с известной частотой периодических возмущений и их амплитудой. В дальнейшем детерминированные кривые прочности используются в решениях по оценке напряженно-деформированного состояния пород вблизи стволов, проходимых буровзрывным способом.

Упруго-пластическая задача о распределении напряжений вблизи ствола с учетом технологической неоднородности массива.

В настоящее время вопросы формирования и распространения ударных волн и волн динамических напряжений в различного рода твердых средах изучены довольно основательно. Однако пока отсутствуют решения задач о совместном воздействии статических и динамических напряжений на массивы пород с рассмотрением окончательно формирующихся неоднородных полей напряжений. Это объясняется большой сложностью этих процессов и необходимостью учета многообразных влияющих факторов, а также ограниченными возможностями механико-математического аппарата для

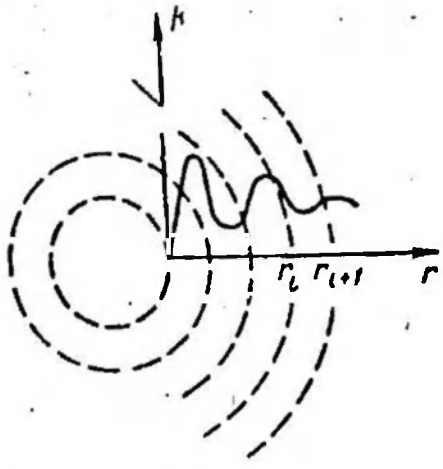


Рис. 26. Характер изменения сцепления пород к оценке напряженного состояния массива вблизи неподкрепленного ствола

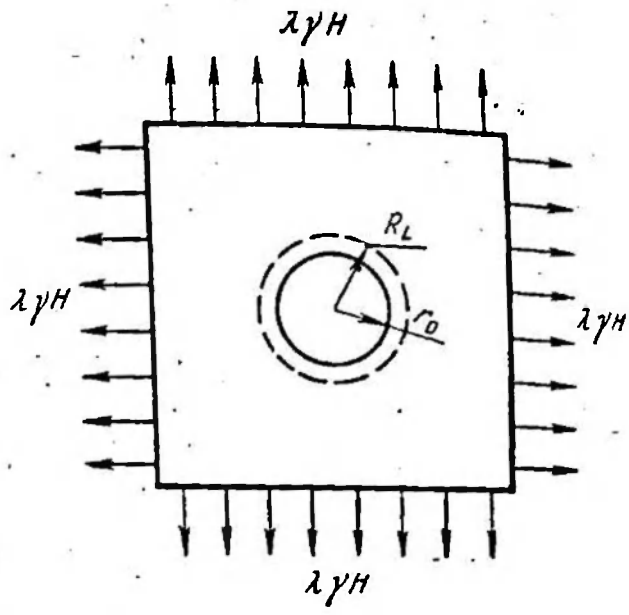


Рис. 27. Расчетная схема к оценке напряженного состояния пород вблизи неподкрепленного ствола

решения подобного рода задач. Вследствие этого предполагалось, что к моменту оценки напряженного состояния в результате производства горнопроходческих работ буровзрывным способом, массив вблизи ствола приобретает технологическую неоднородность. При этом сцепление и модуль упругости распределяются по периодическому закону (рис. 26). Требуется определить характер напряженного состояния пород и оценить его влияние на устойчивость неподкрепленной выработки. В связи с этим была рассмотрена упруго-пластическая задача в условиях плоской деформации.

Напряженное состояние моделировалось распределением напряжений в бесконечной плоскости, ослабленной отверстием круговой формы (рис. 27). Усилия на бесконечности приняты равными $\sigma_r = \sigma_\theta = \lambda\gamma H$, где H — глубина от поверхности; γ — объемный вес пород; λ — коэффициент бокового распора. По контуру отверстия приложена нагрузка $\sigma_r = P$ (в данном случае $P = 0$, так как контур не нагружен), а $\tau_{r\theta} = 0$.

Напряжения в предельной зоне должны удовлетворять условию пластичности

$$(\sigma_\theta - \sigma_r)^2 + 4\tau_{r\theta}^2 = \sin^2\rho\,(\sigma_\theta + \sigma_r + 2K\operatorname{ctg}\rho)^2, \qquad \text{(II.5)}$$

где ρ — угол внутреннего трения пород; K — сцепление.

Так как $\tau_{r\theta} = 0$ в силу симметрии задачи, то условие пластичности запишется

$$\sigma_\theta - \sigma_r = \sin\rho\,(\sigma_\theta + \sigma_r + 2K\operatorname{ctg}\rho). \qquad \text{(II.6)}$$

Напряжения σ_r и σ_θ можно выразить через функцию $\varphi(r)$ [95]:

$$\sigma_r = \frac{1}{r}\varphi(r), \quad \sigma_\theta = \frac{d}{dr}\varphi(r), \qquad \text{(II.7)}$$

где r — радиальная координата.

Подставив выражение (II.7) в выражение (II.6), получим

$$(1-\sin\rho)\frac{d}{dr}\varphi(r) - (1+\sin\rho)\frac{1}{r}\varphi(r) = 2K\cos\rho. \qquad \text{(II.8)}$$

Из рис. 26 следует, что $K(r)$ есть функция от r. В этом случае уравнение (II.8) примет вид

$$\frac{d}{dr}\varphi(r) - \frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}\frac{1}{r}\varphi(r) = \frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}K(r). \qquad \text{(II.9)}$$

Уравнение (II.9) линейное. Следовательно, его общее решение имеет вид

$$\varphi(r) = e^{\frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}\int\frac{dr}{r}}\left[\int\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}K(r)\,e^{-\frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}\int\frac{dr}{r}}dr + C\right] =$$

$$= r^{\frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}}\left[\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\int K(r)\frac{dr}{r^{\frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}}} + C\right]. \qquad \text{(II.10)}$$

Вводя обозначение $\beta = \frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}$, получим

$$\varphi(r) = r^\beta\left[\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\int\frac{K(r)}{r^\beta}dr + C\right].$$

Для получения эффективного решения, разобьем массив вблизи выработки (см. рис. 26) на n круговых слоев, в каждом из которых аппроксимируем сцепление квадратным трехчленом

$$K(r) = a_i r^2 + b_i r + d_i \quad (r_i \leqslant r \leqslant r_{i+1};\ i = 1, 2, \ldots, n),$$

где a_i, b_i и d_i — коэффициенты для i-го слоя находятся из решения системы трех уравнения с тремя неизвестными.

В этом случае для решения задачи достаточно найти функцию $\varphi_i(r)$ для i-го слоя

$$\varphi_i(r)=\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_i\frac{r^3}{3-\beta}+b_i\frac{r^2}{2-\beta}+d_i\frac{r}{1-\beta}\right)+C_ir^\beta, \quad (II.11)$$

где $C_i = \text{const}$ $(i = 1, 2, \ldots, n)$.

Тогда напряжения в i-ом слое будут

$$\sigma_r^i=\frac{1}{r}\varphi_i(r)=\frac{1}{r}\left[\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_i\frac{r^3}{3-\beta}+b_i\frac{r^2}{2-\beta}+d_i\frac{r}{1-\beta}\right)+\right.$$

$$\left.+C_ir^\beta\right]=\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_i\frac{r^2}{3-\beta}+b_i\frac{r}{2-\beta}+\frac{d_i}{1-\beta}\right)+C_ir^{\beta-1}; \quad (II.12)$$

$$\sigma_\theta^i=\frac{d}{dr}\varphi_i(r)=\varphi_i(r)\left[\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_i\frac{r^3}{3-\beta}+b_i\frac{r^2}{2-\beta}+d_i\frac{r}{1-\beta}\right)+\right.$$

$$\left.+C_ir^\beta\right]=\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(3a_i\frac{r^2}{3-\beta}+2b_i\frac{r}{2-\beta}+\frac{d_i}{1-\beta}\right)+\beta C_ir^{\beta-1}. \quad (II.13)$$

Произвольная постоянная C_i находится из граничного условия $\sigma_r = P$ при $r = r_i$.

Тогда

$$P_i=\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_i\frac{r_i^2}{3-\beta}+b_i\frac{r_i}{2-\beta}+\frac{d_i}{1-\beta}\right)+C_ir_i^{\beta-1}.$$

Откуда

$$C_i=r_i^{1-\beta}\left[P_i-\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_i\frac{r_i^2}{3-\beta}+b_i\frac{r_i}{2-\beta}+\frac{d_i}{1-\beta}\right)\right]. \quad (II.14)$$

В частности, для первого слоя $i = 1$, $r = 1$, т. е. $\sigma_r = P_1$ при $r = 1$ и

$$C_1=\left[P_1-\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_1\frac{1}{3-\beta}+b_1\frac{1}{2-\beta}+\frac{d_1}{1-\beta}\right)\right]. \quad (II.15)$$

Определив размеры предельной зоны в i-ом слое, рассмотрим два случая, когда неоднородность в упругой зоне отсутствует и когда среда в упругой зоне неоднородна.

Неоднородность в упругой зоне отсутствует. В этом случае

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r^e&=\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H\left(1-\frac{\alpha}{r^2}\right)\\ \sigma_\theta^e&=\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H\left(1+\frac{\alpha}{r^2}\right)\end{aligned}\right\} \quad (II.16)$$

при $\alpha = \text{const}$.

На границе предельной зоны

$$\sigma_r^i+\sigma_\theta^i=\sigma_r^e+\sigma_\theta^e=2\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H \quad (II.17)$$

соблюдается непрерывность напряжений.

Тогда в i-ом слое

$$\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(a_i\frac{r^2}{3-\beta}+b_i\frac{r}{2-\beta}+\frac{d_i}{1-\beta}\right)+C_i r^{\beta-1}+$$

$$+\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(3a_i\frac{r^2}{3-\beta}+2b_i\frac{r}{2-\beta}+\frac{d_i}{1-\beta}\right)+\beta C_i r^{\beta-1}=2\lambda\gamma H$$

или

$$\frac{2\cos\rho}{1-\sin\rho}\left(4a_i\frac{R_L^2}{3-\beta}+3b_i\frac{R_L}{2-\beta}+2d_i\frac{1}{1-\beta}\right)+(1+\beta)C_iR_L^{\beta-1}=2\lambda\gamma H. \quad (II.18)$$

Уравнение (II.18) является исходным для определения радиуса предельной зоны R_L, который находится в процессе вычислений на ЭВМ путем сравнения правой и левой частей уравнения (II.17) с точностью до 1%.

Среда в упругой зоне неоднородна. Модуль упругости в i-ом слое

$$E_i(r)=A_ir+B_i, \quad (II.19)$$

где $r_i \leqslant r \leqslant r_{i+1}$;
при этом

$$\left.\begin{aligned} r=r_i &- E=E_i \\ r=r_{i+1} &- E=E_{i+1}\end{aligned}\right\}. \quad (II.20)$$

В этом случае

$$A_i=\frac{E_{i+1}-E_i}{r_{i+1}-r_i};\quad B_i=\frac{E_ir_{i+1}-E_{i+1}r_i}{r_{i+1}-r_i}. \quad (II.21)$$

Напряжение σ_r^{ie} в i-ом слое [124]:

$$\sigma_r^{ie}=-\frac{4C_i'}{3}\left(\frac{A_i}{r}+\frac{B_i}{2r^2}\right)+D_i. \quad (II.22)$$

Из граничных условий

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r=P_i &\text{ при } r=r_i \\ \sigma_r=P_{i+1} &\text{ при } r=r_{i+1}\end{aligned}\right\}. \quad (II.23)$$

Отсюда

$$\left.\begin{aligned} P_i&=-\frac{4C_i'}{3}\left(\frac{A_i}{r_i}+\frac{B_i}{2r_i^2}\right)+D_i \\ P_{i+1}&=-\frac{4C_i'}{3}\left(\frac{A_i}{r_{i+1}}+\frac{B_i}{2r_i^2}\right)+D_i\end{aligned}\right\}. \quad (II.24)$$

Решив первое уравнение системы (II.24) относительно D_i, получим

$$D_i=P_i+\frac{4}{3}C_i'\left(\frac{A_i}{r_i}+\frac{B_i}{2r_i^2}\right). \quad (II.25)$$

Подставив найденное D_i, а также A_i и B_i во второе уравнение системы (II.24), получим

$$C_i' = \frac{3(P_{i+1}-P_i)\, r_i^2 r_{i+1}^2}{2(E_{i+1}r_i + E_i r_{i+1})(r_{i+1}-r_i)}. \qquad (II.26)$$

Внеся значение C_i', найденное по формуле (II.26), в выражение (II.25), получим значение коэффициента D_i. Запишем теперь выражения для смещений в i-ом слое, обозначив U_i^- смещение на внутренней поверхности и U_i^+ — на внешней поверхности этого слоя:

$$U_i^- = -\frac{3(P_i - P_{i+1})\, r_i r_{i+1}^2}{2(E_{i+1}r_i + E_i r_{i+1})(r_{i+1}-r_i)},$$

$$U_i^+ = -\frac{3(P_i - P_{i+1})\, r_i^2 r_{i+1}}{2(E_{i+1}r_i + E_i r_{i+1})(r_{i+1}-r_i)}.$$

В $(i+1)$-ом слое

$$U_{i+1}^- = -\frac{3(P_{i+1}-P_{i+2})\, r_{i+1} r_{i+2}^2}{2(E_{i+2}r_{i+1} + E_{i+1}r_{i+2})(r_{i+2}-r_{i+1})},$$

$$U_{i+1}^+ = -\frac{3(P_{i+1}-P_{i+2})\, r_{i+1}^2 r_{i+2}}{2(E_{i+2}r_{i+1} + E_{i+1}r_{i+2})(r_{i+2}-r_{i+1})}.$$

В полученных выражениях неизвестны величины P_i и для их определения необходимо составить систему уравнений, приравняв значения U для смежных слоев в точках r_i. Уравнения для определения P_i будут иметь вид

$$U_i^+ = U_{i+1}^- \quad (i = 1,\ 2\ \ldots)$$

или в развернутом виде

$$z_i P_{i+2} - (1+z_i)\, P_{i+1} + P_i = 0, \qquad (II.27)$$

где

$$z_i = \frac{r_{i+2}^2 (E_{i+1}r_i + E_i r_{i+1})(r_{i+1}-r_i)}{r_i^2 (E_{i+2}r_{i+1} + E_{i+1}r_{i+2})(r_{i+2}-r_{i+1})}. \qquad (II.28)$$

Для наиболее удаленной от выработки точки массива, в которой достигнуто значение $E = E_\infty$, z_i находится по формуле

$$z_i = \frac{1}{r_i^2}\,\frac{(E_{i+1}r_i + E_i r_{i+1})(r_{i+1}-r_i)}{E_{i+1}}. \qquad (II.29)$$

Из уравнения равновесия находим σ_θ

$$\sigma_\theta^{te} = \sigma_r^{te} + r\frac{d\sigma_r^{te}}{dr},$$

$$\sigma_\theta^{te} = \sigma_r^{te} + \frac{4C_l'}{3}\left(\frac{A_l}{r} + \frac{B_l}{r^2}\right). \qquad \text{(II.30)}$$

Для рассмотренной задачи была составлена программа (на языке АКИ), вычисления по которой произведены на ЭВМ «Минск-32». В основу исходных данных для счета положены результаты исследований, полученные в натурных условиях на шахтах Донбасса. Для определения напряжений в предельной неоднородной и упругих однородной и неоднородной зонах использованы данные периодического изменения сцепления и модуля упругости по мере удаления от контура отверстия в глубь массива. Начальные параметры пород (песчаник и глинистый сланец) соответствовали данным, приведенным в § 6 (I вариант), а затем уменьшались в 2 и 5 раз (соответственно II и III варианты). Расчеты, кроме того, производились для двух величин коэффициента бокового распора: песчаник 0,33 и 0,66, глинистый сланец 1,0 и 1,33. Угол внутреннего трения для песчаника был принят равным 35°, глинистого сланца 25°; объемный вес соответственно 2,7 и 2,6 тс/м^3. Глубина изменялась следующим образом: песчаник 500, 700, 900, 1100 и 1500 м; глинистый сланец 500, 700, 900, 1100 и 1500 м. Радиус отверстия (r_0) равен 3 м.

Результаты вычислений приведены в виде графиков изменения тангенциальных и радиальных напряжений в предельной зоне (рис. 28, *а* и *б*), размеров предельных зон с глубиной (рис. 29, *а* и *б*) и изменения тангенциальных и радиальных напряжений в упругой неоднородной зоне (рис. 30, *а* и *б*).

Анализ приведенных графиков показывает, что для рассматриваемых условий (антрацитовые районы Донбасса), размеры предельных зон невелики, за исключением глинистых сланцев, сцепление которых уменьшено в 5 раз по сравнению со значениями, полученными в «куске». Сравнение расчетных данных с данными, полученными другими исследователями [135], показывает, что здесь четко выражена тенденция к уменьшению размеров предельных зон. Это объясняется сдерживающим влиянием жестких слоев (максимумы), которые находятся на пути развития предельных зон и тормозят их развитие. Из рис. 29, *а* и *б* следует, что предельные зоны в песчаниках и глинистых сланцах находятся в основном внутри зон, нарушенных буровзрывными работами. Кроме того, в песчаниках предельные зоны ни в одном из вариантов (см. рис. 28, *а*) не переходят через первый максимум (жесткий слой), что еще раз свидетельствует о существенном сдерживающем влиянии жестких слоев на развитие предельных зон [71].

Из рис. 30 следует, что влияние жестких и слабых слоев сказывается на передаче усилий из массива в сторону полости. Напряжения концентрируются в жестких слоях, а приконтурный слой оказывается разгруженным. Максимальная концентрация напряжений (тангенциальных) в связи с этим отодвинута

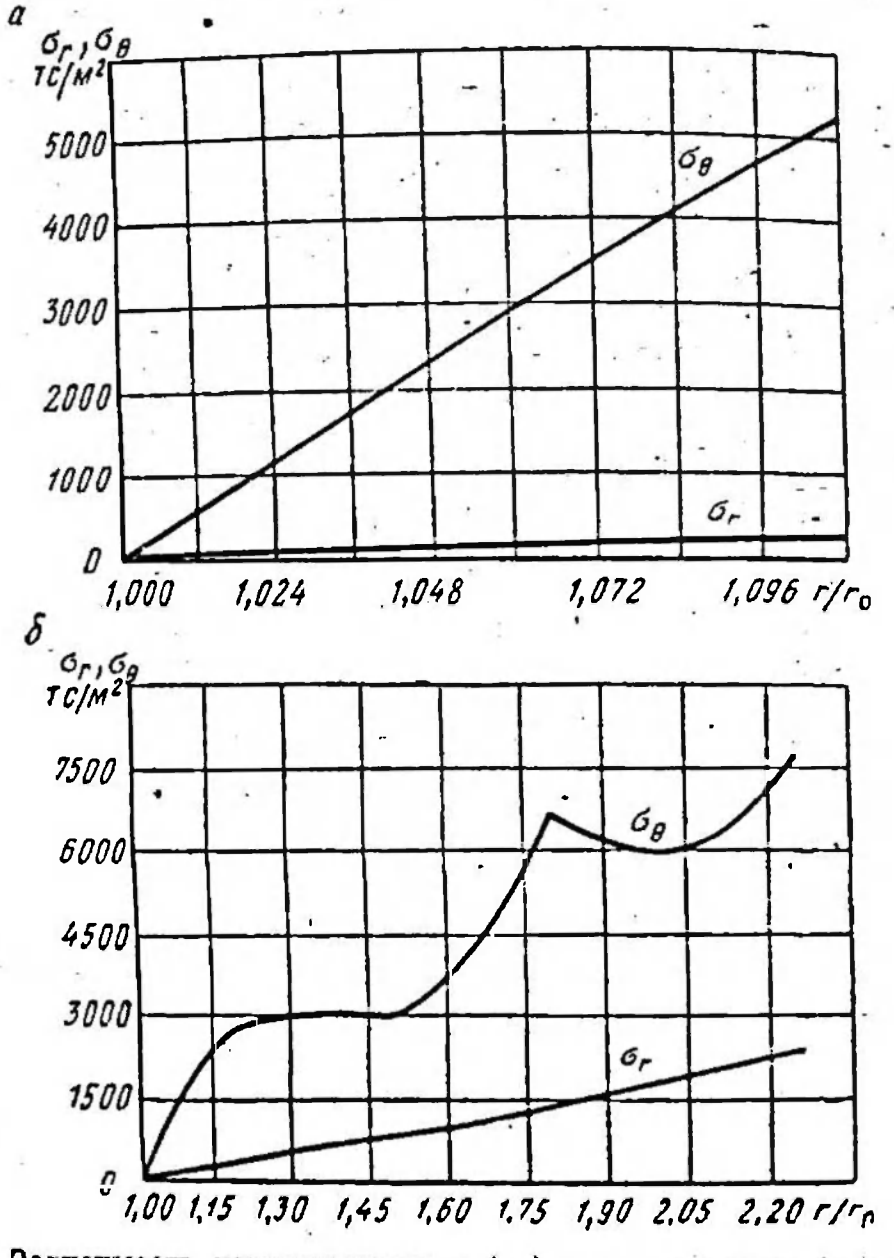


Рис. 28. Зависимость тангенциальных (σ_θ) и радиальных (σ_r) напряжений в предельной зоне от параметров пород по II варианту на глубине 1500 м:

а — в песчанике при $\lambda = 0{,}66$; б — в глинистом сланце при $\lambda = 1{,}3$

от контура в глубь массива, а у контура не превышает единицы. Наличие во всех вычисленных вариантах предельных зон, хотя и небольших, объясняется тем, что в исходных данных сцепление на контуре отверстия принято равным нулю. Такое допущение, особенно на небольших и средних глубинах при определении сцепления в «куске», не соответствует реальным условиям, так как породы в данных условиях сохраняют стойкость, даже нарушенные взрывными работами. Однако это идет в запас прочности

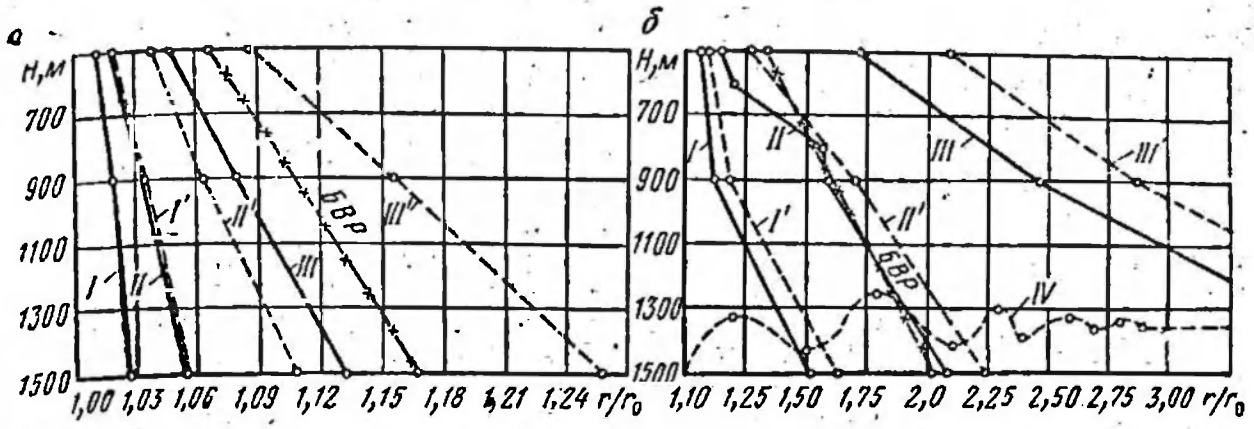


Рис. 29. Характер изменения размеров предельных зон с глубиной:
а — в песчанике: *I*; *II*, *III* при $\lambda = 0{,}33$; *I'*, *II'*, *III'* при $\lambda = 0{,}66$; *б* — в глинистом сланце: *I*, *II*, *III* при $\lambda = 1{,}0$; *I'*, *II'*, *III'* при $\lambda = 1{,}3$; *IV* — характер изменения параметров пород; *I*, *II*, *III* — варианты изменения параметров пород; *БВР* — характер изменения с глубиной размеров зоны пород, нарушенных буровзрывными работами

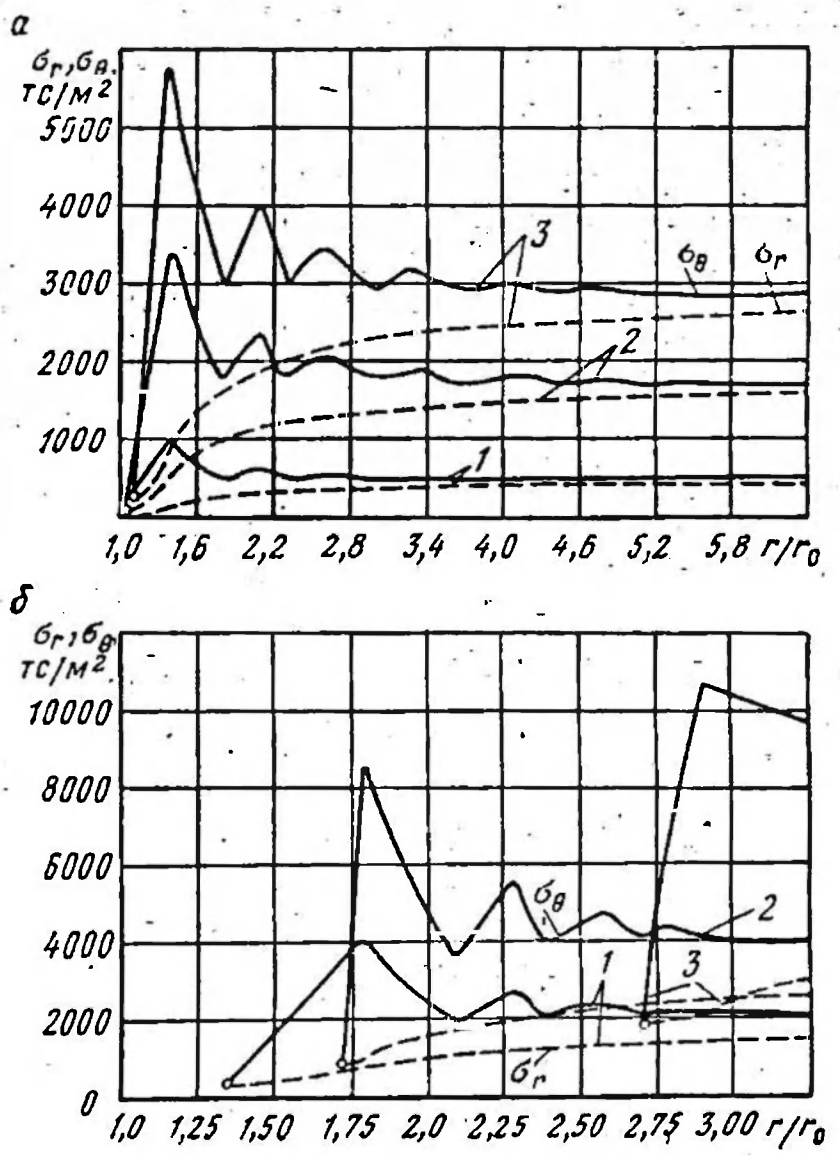


Рис. 30. Зависимость тангенциальных (σ_θ) и радиальных (σ_r) напряжений в упругой неоднородной зоне от параметров пород по II варианту на глубинах:
1 — 500 м; *2* — 900 м; *3* — 1500 м: *а* — в песчанике при $\lambda = 0{,}66$; *б* — в глинистом сланце при $\lambda = 1{,}3$

обнажения. Такое же допущение было сделано и в отношении модуля упругости при определении напряжений в упругой неоднородной зоне, что повлекло к резкому снижению напряжений (даже тангенциальных) в приконтурной части массива.

Наличие изломов на кривых, выражающих зависимость размеров предельных зон от глубины (см. рис. 29) и кривых изменения тангенциальных напряжений в предельной зоне (см. рис. 28) объясняется периодическим изменением параметров пород и влиянием жестких слоев соответственно на интенсивность развития предельных зон и характер распределения тангенциальных напряжений.

Таким образом, проведенные исследования и анализ полученных данных показывают, что имеет место качественно новый характер распределения напряжений, вызванный неоднородностями волнового характера в массиве вблизи выработок, сооружаемых буровзрывным способом. Аналогичный, либо близкий к отмеченному характер напряженного состояния вблизи выработок может быть вызван также и естественными неоднородностями.

В каждом конкретном случае необходимо оценивать естественные и искусственные неоднородности и их влияние на напряженное состояние пород вблизи выработок. В свою очередь это позволит более объективно и достоверно определить устойчивость пород в обнажениях и выбрать наиболее рациональные типы крепи.

ГЛАВА III

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОД И УСЛОВИЯ РАБОТЫ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ ВНЕ ЗОНЫ ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

§ 8. АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОД

Устойчивость пород в вертикальных стволах, как и в других выработках, понимается обычно как устойчивость обнажения пород, когда выполняется условие неразрушаемости на незакрепленной поверхности.

Поскольку на этой поверхности наименьшее напряжение, а именно радиальное σ_r, равно нулю, по третьей теории прочности и теории Мора получались совпадающие условия $\sigma_{max} \leqslant \leqslant \sigma_{сж}$, где σ_{max} — наибольшие нормальные напряжения; $\sigma_{сж}$ — предел прочности породы на одноосное сжатие.

Обычно [82] условие устойчивости имело следующий вид:

$$\gamma H \leqslant \frac{\sigma_{сж}}{m\delta}; \qquad H_{пр} = \frac{\sigma_{сж}}{m\delta\gamma}, \tag{III.1}$$

где m и δ — некоторые коэффициенты.

Представлениям об упругой природе бокового распора, когда коэффициент бокового давления $\lambda = \frac{\mu}{1-\mu} < 0{,}5$, где μ — коэффициент Пуассона, соответствуют значения $m = \delta = 1$. В этом случае наибольшим действующим напряжением являются вертикальное $\sigma_z = \gamma H$.

Как показывают экспериментальные данные, упругий распор в массиве не является нормой и встречается в случаях исключительных. В связи с этим стали исходить из предпосылки, что наибольшим напряжением является тангенциальное σ_θ, коэффициент концентрации которого на контуре круглой выработки в равномерном поле напряжений равен двум. Тогда условие устойчивости принимает следующий вид:

$$\gamma H \leqslant \frac{\sigma_{сж}}{2\gamma}; \qquad H_{пр} = \frac{\sigma_{сж}}{2\lambda\gamma} \tag{III.2}$$

при $0{,}5 < \lambda \leqslant 1$. Рекомендовалось определять коэффициент бокового распора экспериментально (И. Н. Кацауров). Наихудшими

условиями для устойчивости считалось значение $\lambda = 1$ [82]. Поэтому предлагалось следующее условие:

$$\gamma H \leqslant \frac{\sigma_{сж}}{2};$$

$$H_{пр} = \frac{\sigma_{сж}}{2\gamma}. \qquad (III.3)$$

Делались аналогичные попытки использовать в качестве критерия предел текучести пород, а также использовать энергетическую теорию прочности, которые освещаются в работе [82]. Условиям пластичности здесь отвечает материал, у которого предел пластичности одинаков при сжатии и растяжении, что противоречит фактическим соотношениям для реальных пород.

Принципиально описанные выше подходы не учитывают возможности случайных отклонений в значениях напряжений и прочности пород. Удовлетворение условий устойчивости, записанных в такой форме, предполагает возможность разрушения в некоторых точках, что не означает еще потери устойчивости обнажения в целом.

Статистический подход заключается в определении вероятности разрушения V, понимаемой как вероятность выполнения неравенства $\sigma_д - \sigma_{п.п} > 0$, где $\sigma_д$ — совокупность всех действующих напряжений, а $\sigma_{п.п}$ — совокупность всех возможных значений предела прочности [11].

Рассмотренные условия обладают двумя существенными недостатками. Во-первых, они не учитывают структурных особенностей массива, его слоистости и трещиноватости. Во-вторых, практическая неустойчивость выработки определяется не разрушениями в отдельных точках, а нарушениями пород в некотором объеме, в образовании вывалов, препятствующих нормальной ее эксплуатации [11].

Имеются попытки учесть при оценке устойчивости различие модулей упругости при приложении сил перпендикулярно и параллельно слоистости [82]. Однако влияние этого фактора несравнимо менее существенно, чем различия прочности пород в куске и массиве. От прочности в образце к прочности массива в формулах типа (III.1) переходят, вводя коэффициент структурного ослабления η. Этим коэффициентом характеризуют отношение прочности в массиве к прочности в образце [82, 134]. В соответствии с этим проф. Г. А. Крупениковым было предложено следующее условие:

$$2\gamma H < \eta\sigma_{сж} \qquad (III.4)$$

и составлена таблица значений η для пород с различной степенью ослабления.

Однако известно [134 и др.], что нарушенность в массиве весьма мало сказывается на величине угла внутреннего трения, но сильно влияет на величину сцепления. Поэтому выражение

$\eta\sigma_{сж}$ представляет собой [63, 82] предел прочности на одноосное сжатие при фиксированном наклоне плоскости ослабления к направлению сжимающего усилия, равном $45° - \frac{\varphi_s}{2}$, где φ_s — угол внутреннего трения по плоскости ослабления. При других углах наклона истинная прочность массива будет больше, чем $\eta\sigma_{сж}$. Слоистость и трещиноватость обусловливают и различную устойчивость пород в обнажении в разных точках, что наиболее подробно исследовано в работах [43, 45, 63 и др.].

Для наиболее опасных точек обнажения, которые находятся на диаметре, направленном вкрест простирания плоскостей ослабления, предельная глубина независимо от значений λ (при не слишком крутых углах падения плоскостей) находится [63, 82] по формуле

$$H_{пр} = \frac{C_s}{\beta\gamma (\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\varphi_s)\cos^2\alpha}, \qquad (III.5)$$

где C_s — коэффициент сцепления по плоскости ослабления; β — коэффициент концентрации напряжений в рассматриваемых точках; α — угол падения плоскостей ослабления.

Из формулы (III.5) видно, что при $\alpha < \varphi_s$ сдвиг по плоскости ослабления не произойдет, и устойчивость обнажения целиком определится прочностью пород в «куске».

При крутом падении плоскостей ослабления появляются другие опасные точки, где нормальные напряжения σ_θ оказываются направленными к плоскостям ослабления под углом $45° - \frac{\varphi_s}{2}$, и мы приходим [63, 82] при коэффициенте концентрации напряжений σ_θ, равном двум, к условию (III.4).

Предложенные критерии не дают, однако, возможности оценить степень неустойчивости, опасность и массовость развития вывалов. В работе [11] приведен инженерный метод определения возможной величины вывалообразования. Вывал определяется ожидаемым объемом с вероятностью P^*, в котором прочность $\sigma^*_{п.п} < 2\gamma H$. Глубина вывала определяется размером зоны пластических деформаций, которая образуется вокруг выработки, если прочность всей породы будет $\sigma^*_{п.п}$. Метод не учитывает слоистости и трещиноватости массива.

Э. В. Каспарьян, Л. А. Новиков и др. предлагают определять возможность вывала по условию сдвига блока породы по двумя плоскостям ослабления в пределах возможной пластической зоны. Не останавливаясь на недостатках этого предложения теоретического порядка, отметим, что выскальзывания блока следует ожидать при нарушении сцепления по трем пересекающимся плоскостям ослабления. Наступление этого специального предельного состояния легко определить, например, по формулам работы [63].

Возможно оценить и вероятность скола по всем трем плоскостям одновременно, перемножив значения вероятностей разрушения по каждой из плоскостей, полученным по формуле (I.3)

работы [11]. Однако на пути практического использования статистического метода возникают трудности в определении колебаний прочности и особенно изменений напряженного состояния от случайных факторов.

Отмеченные предложения не дают ответа на вопрос об устойчивости обнажения при наиболее распространенном буровзрывном способе проходки.

Для стволов, пройденных буровзрывным способом, характерно (см. главу II) образование в окружающих породах многочисленных дополнительных систем трещин. Контур поперечного сечения ствола имеет волнистую форму. Аналитические решения [41, 43, 44, 111] показывают, что в упругой и упруго-ползучей среде с таким контуром возникает дополнительная концентрация напряжений во впадинах. Эти два последних обстоятельства дали основание определять устойчивость стенок ствола в работе [82] и СНиП П—М.4—65 по коэффициенту ослабления с учетом увеличения концентрации напряжений по сравнению с формулой (III.4) из следующих выражений:

$$\beta\gamma H < \eta\sigma_{сж};$$
$$H_{пр} = \frac{\eta\sigma_{сж}}{\beta\gamma}, \qquad \text{(III.6)}$$

где β принимается равным 3 на протяженных участках ствола, равным 6 на сопряжении, вблизи сопряжения на протяжении 20 м — $(6—0{,}15z_c)$, где z_c — расстояние от сопряжения (меньше 20 м).

В работе [11] отмечается, что дополнительная концентрация напряжений и вызываемые ими разрушения наблюдаются в пределах узкой области, непосредственно прилегающей к контуру выработки, в остальной части массива разрушение определяется в основном полем напряжений, имеющим место вокруг эквивалентного гладкого контура, т. е. при коэффициенте β, равном двум на протяженных участках.

Очевидно, что вследствие разрушения пород от буровзрывной проходки, которые, однако, как показывает опыт, сами по себе остаются довольно устойчивыми, наибольшие концентрации напряжений оказываются не на контуре, а на некотором расстоянии от него, что подтверждается аналитическими исследованиями [62] и прямыми замерами в шахтных условиях (см. главу II).

Однако теоретические исследования распределения напряжений даже при допущении чисто статического формирования слоистого массива [43] показывают, что боковой распор в направлении простирания и вкрест простирания оказывается одинаковым лишь при горизонтальном залегании. При других углах падения боковой распор в этих направлениях различен, причем при крутых углах падения по простиранию в несколько раз больше, чем вкрест простирания. Учитывая это, можно придать новый смысл значению коэффициента $\beta = 3$, как отражающему неравномерность напряженности массива.

§ 9. НОВЫЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОД

Предложения по определению устойчивости пород в обычных условиях. В § 8 отмечалось, что оценка устойчивости производилась по различным предельным состояниям: пределу упругости, пределу пластичности, пределу прочности. Каждому из этих состояний соответствует своя огибающая кругов Мора на паспорте предельных состояний. Из этих предложений наиболее разработанными и обоснованными оказались оценки по пределу прочности.

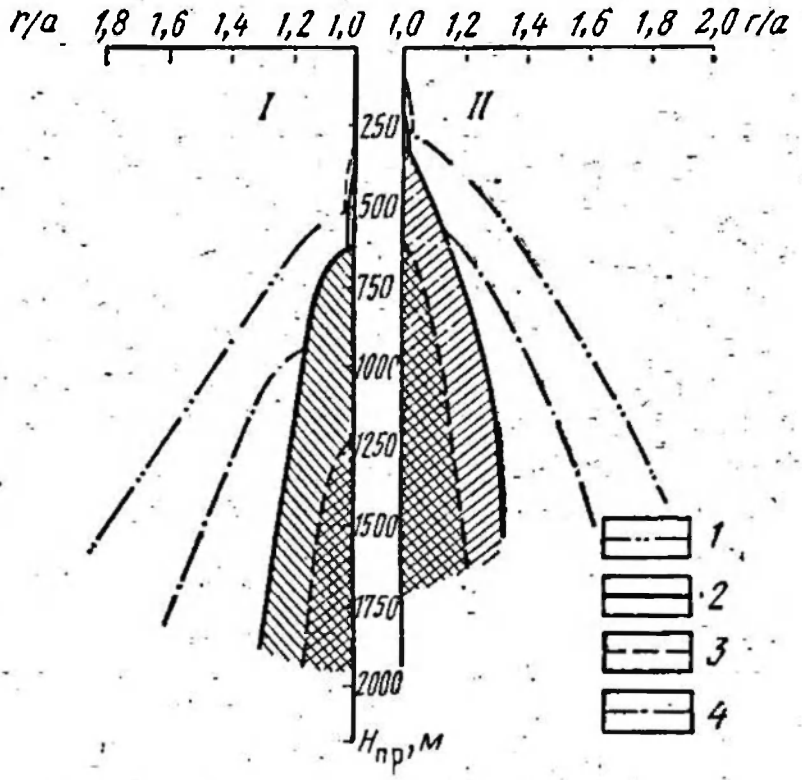


Рис. 31. Зоны различного состояния пород у ствола:

1 — граница зоны неупругого деформирования без разрушения по плоскостям ослабления; *2* — граница зоны трещинообразования по плоскостям ослабления; *3* — то же, по целой породе; *4* — граница зоны интенсивной ползучести по породе; *I* — песчанистый сланец ($\sigma_{сж}$ = 600 кгс/см²; C = =135 кгс/см²; φ=30°); *II* — глинистый сланец ($\sigma_{сж}$ = = 300 кгс/см²; C = =120 кгс/см²; φ=24°); $H_{пр}$ — предельная глубина устойчивости пород вблизи ствола, м; r/a — отношение текущей координаты r к радиусу ствола a

Отметим также известное положение, что разрушению пород, как правило, предшествуют пластические деформации, а при длительном воздействии нагрузки — деформации ползучести и микроразрушения. Сцепление нарушается не сразу и не во всех направлениях. Происходит постепенный переход от одного запредельного состояния к другому [62]. Такая стадийность процесса деформирования подтверждена шахтными наблюдениями [58, 141]. В связи с этим в работе [62] рассматривалось два этапа развития явлений в окрестности выработки: формирование аномалии напряженного состояния и работа пород до их разрушения; движение разрушающихся масс. Вокруг ствола [65] также может развиваться при неблагоприятной ориентировке плоскостей ослабления зона, в которой наблюдаются деформации пластичности и ползучести (рис. 31). В эту зону вписывается, начиная с большей глубины, зона разрушения по этим плоскостям (специальное предельное состояние). Далее развивается зона вязко-упругих и вязко-пластических деформаций, охватывая

зону специального предельного состояния или разрушения по слоям. И, наконец, с некоторой глубины, начиная от ствола, развивается зона полного разрушения пород. Позднее аналогичная схема, по менее детальная, рассмотрена в работе [24].

Неупругое деформирование пород перед разрушением приводит к снижению концентрации напряжений непосредственно на контуре.

В работе [83] начало зоны разрушения с учетом коэффициента ослабления принимается за нижнюю границу «малой» глубины. В пределах этой глубины закономерно не возникает предельных состояний. Предельная «малая» глубина определяется формулами (III.6) при коэффициенте концентрации напряжений β, равном 2 в породах с весьма малыми пластическими деформациями, и равным 1,2—1,5 и менее при проявлении пластических деформаций. Такой же критерий с учетом пластичности был предложен в иной форме [24]:

$$K\gamma H_{\text{пр}} = K_{\text{уст}}\xi\sigma_{\text{сж}}, \qquad \text{(III.7)}$$

где K — коэффициент концентрации напряжений в условиях решения упругой задачи; $K_{\text{уст}}$ — коэффициент повышения устойчивости выработки вследствие пластических деформаций; ξ — коэффициент длительной прочности пород.

$K_{\text{уст}}$ должен составлять [24] величину 1,2—2,0. Разделив K, равное 2, на $K_{\text{уст}}$, получим величину $1{,}0 \div 1{,}6$, что совпадает с рекомендациями работы [83].

Верхняя граница «большой глубины» в работе [83] определена аналогично границе «малой» глубины, но по условию прочности пород в куске без учета коэффициента η. Начиная с этого момента наблюдаются глубоко распространенные в массив предельные состояния. На «средней» же глубине между границами «малой» и «большой» глубин предельные состояния хотя и наступают закономерно, но локализуются в ближайшей окрестности выработки.

Эти предложения, будучи дополнены ранее отмеченными статистическими методами определения вывалообразования, могут быть рекомендованы для оценки устойчивости обнажений в стенках стволов, проходимых комбайнами и буровыми установками, поскольку здесь не учитывается влияние буровзрывных работ, охарактеризованное в главе II и в § 8 этой главы. Коэффициент длительной прочности в формуле (III.7) учитывать нецелесообразно, так как обычно стволы крепятся, а при этом формируются иные силовые поля в результате воздействия отпора крепи, и прочность определяется иными критериями.

В условиях хорошо изученной трещиноватости рекомендуется формула (III.5). Отмеченные критерии определяют область весьма устойчивого состояния, когда разрушений вовсе нет или вероятность их весьма мала; область устойчивого состояния, где возникают локальные предельные области и формируются вывалы,

умеренно нагружающие крепь; область средней устойчивости, когда закономерно возникает зона предельных состояний, локализованных в непосредственной близости к стволу; область весьма неустойчивого состояния пород, характеризующуюся широким развитием неупругих деформаций, когда упруго-пластические или упруго-вязко-пластические деформации сопровождаются большими перемещениями пород или их выдавливанием.

Отмеченные ранее на общей схеме зоны, характеризующиеся деформированием без разрушения, практически не влияют на устойчивость обнажения, но должны учитываться в условиях работы крепи.

Учитывая данные по исследованию напряжений в массиве пород, освещенные в главе II, следует иметь в виду, что принятое во всех расчетных формулах значение вертикального напряжения, равного γH, далеко не всегда отвечает фактическому. Поэтому эти расчеты могут быть приняты лишь в качестве ориентировочных. Принципиально более правильно записать условия весьма устойчивого состояния в следующем виде:

$$\begin{gathered}(1 \div 2{,}0)\, P_{\text{г}} < \eta\sigma_{\text{сж}}; \\ P_{\text{в}} < \eta\sigma_{\text{сж}},\end{gathered} \qquad \text{(III.8)}$$

где $P_{\text{в}}$ и $P_{\text{г}}$ — фактическое вертикальное и боковое давление в нетронутом массиве в данном районе.

Отметим, что при учете снижения концентрации напряжений σ_0 сближаются концепции определения устойчивости по σ_θ и по σ_z. Поскольку заведомо неизвестно, какое из напряжений в массиве больше, то следует проверять прочность по σ_θ и σ_z.

Использование условия (III.8) возможно для районов, где имеются данные о фактическом поле напряжений. Для некоторых районов известны отношения $P_{\text{в}}$ и $P_{\text{г}}$ к γH (см. главу II). В этом случае сразу определяется $H_{\text{пр}}$ по формулам:

$$\begin{gathered}H_{\text{пр}} = \frac{\eta\sigma_{\text{сж}}}{(1 \div 2{,}0)\,\lambda^{\text{г}}_{\gamma H}\gamma}; \\ H_{\text{пр}} = \frac{\eta\sigma_{\text{сж}}}{\lambda^{\text{в}}_{\gamma H}\gamma},\end{gathered} \qquad \text{(III.9)}$$

где $\lambda^{\text{г}}_{\gamma H}$ и $\lambda^{\text{в}}_{\gamma H}$ — отношение горизонтальных и вертикальных напряжений соответственно к γH.

Трудно ожидать, чтобы соотношения фактических напряжений и γH были одинаковы для различных глубин и слоев. Более общим случаем является проверка устойчивости по формулам (III.8) для отдельных слоев, пересекаемых стволом.

При буровзрывном способе проходки в стенках ствола формируются впадины и выступы, величина которых равна в среднем 0,3—0,5 м, и лишь в отдельных случаях бывает больше (см. § 10).

Материал здесь оказывается разбитым многочисленными трещинами. Вследствие ослабления связи пород, и прежде всего выступающих в ствол участков с остальным массивом, оболочка пород толщиной 0,3—0,6 м всегда является потенциальным источником образования тел сползания. Весьма сильная трещиноватость от буровзрывных работ продолжается также и далее в разных породах на различное расстояние. Наибольшая из возможных нагрузок от случайных вывалов в этих зонах оценена Г. А. Крупенниковым в 0,5 тс/м² при коэффициенте ослабления прочности 0,01.

Таким образом, здесь нельзя говорить о весьма устойчивом состоянии обнажения в стволе. Общая устойчивость стенок ствола при буровзрывном способе проходки будет определяться напряженным состоянием за пределами весьма нарушенной зоны. Коэффициенты концентрации тангенциальных нормальных напряжений в реальных условиях с учетом возникающей под влиянием буровзрывных работ неоднородности деформационных и прочностных свойств окружающего массива здесь уменьшаются. Поэтому условие прочности запишется в виде:

$$\left.\begin{aligned} \beta P_{\text{г}} &< \eta\sigma_{\text{сж}} \\ P_{\text{в}} &< \eta\sigma_{\text{сж}} \end{aligned}\right\};$$

$$\left.\begin{aligned} H^{\text{у}}_{\text{пр}} &= \frac{\eta\sigma_{\text{сж}}}{\beta\lambda^{\text{г}}_{\gamma H}\gamma} \\ H^{\text{у}}_{\text{пр}} &= \frac{\eta\sigma_{\text{сж}}}{\lambda^{\text{в}}_{\gamma H}\gamma} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.10)}$$

где β — коэффициент концентрации тангенциальных напряжений; η — безразмерный коэффициент ослабления пород вблизи выработки.

В зависимости от прочности пород и способа проходки коэффициент β на основании экспериментальных данных принимает следующие значения.

При способах проходки бурением и комбайновом $\beta = 2$ на протяженных участках ствола и $\beta = 5$ на сопряжениях; при $Z_{\text{с}}$ от 0 до 20 м, где $Z_{\text{с}}$ — расстояние от сопряжения, $\beta = 5 - 0\ 15Z_{\text{с}}$.

При буровзрывном способо проходки:

а) если 100 кгс/см² $\leqslant \sigma_{\text{сж. к}} <$ 400 кгс/см², где $\sigma_{\text{сж. к}}$ — предел прочности пород на одноосное сжатие в «куске», то на протяженных участках ствола $\beta = 1{,}2$; на сопряжениях $\beta = 4{,}2$; на расстоянии от 0 до 20 м от сопряжений $\beta = (4{,}2 - 0{,}15Z_{\text{с}})$;

б) если 400 кгс/см² $\leqslant \sigma_{\text{сж. к}} <$ 800 кгс/см², то на протяженных участках ствола $\beta = 1{,}5$; на сопряжениях $\beta = 4{,}5$; на расстоянии от 0 до 20 м от сопряжений $\beta = (4{,}5 - 0{,}15Z_{\text{с}})$;

в) если 800 кгс/см² $\leqslant \sigma_{\text{сж. к}} <$ 1500 кгс/см², то на протяженных участках ствола $\beta = 2{,}0$; на сопряжениях $\beta = 5{,}0$; на расстоянии от 0 до 20 м от сопряжений $\beta = (5{,}0 - 0{,}15Z_{\text{с}})$;

г) если $\sigma_{сж.к} \geqslant 1500$ кгс/см², то на протяженных участках ствола $\beta = 2{,}5$; на сопряжениях $\beta = 5{,}5$; на расстоянии от 0 до 20 м от сопряжений $\beta = (5{,}5 - 0{,}15\ Z_c)$;

Коэффициент η в зависимости от способа проходки и прочности пород принимает на основании экспериментальных данных следующие значения *:

1) при способах проходки бурением и комбайновом принимается по данным табл. 10;

2) при буровзрывном способе проходки $\eta = 0{,}4$, если 100 кгс/см² $\leqslant \sigma_{сж.к} <$ 800 кгс/см²; $\eta = 0{,}5$, если 800 кгс/см² $\leqslant \sigma_{сж.к} <$ 1500 кгс/см²; $\eta = 0{,}6$, если $\sigma_{сж.к} \geqslant 1500$ кгс/см².

На рис. 32 приведена номограмма для определения $H_{пр}$ по коэффициенту концентрации β и пределу прочности пород на одноосное сжатие в «куске» $\sigma_{сж.к}$.

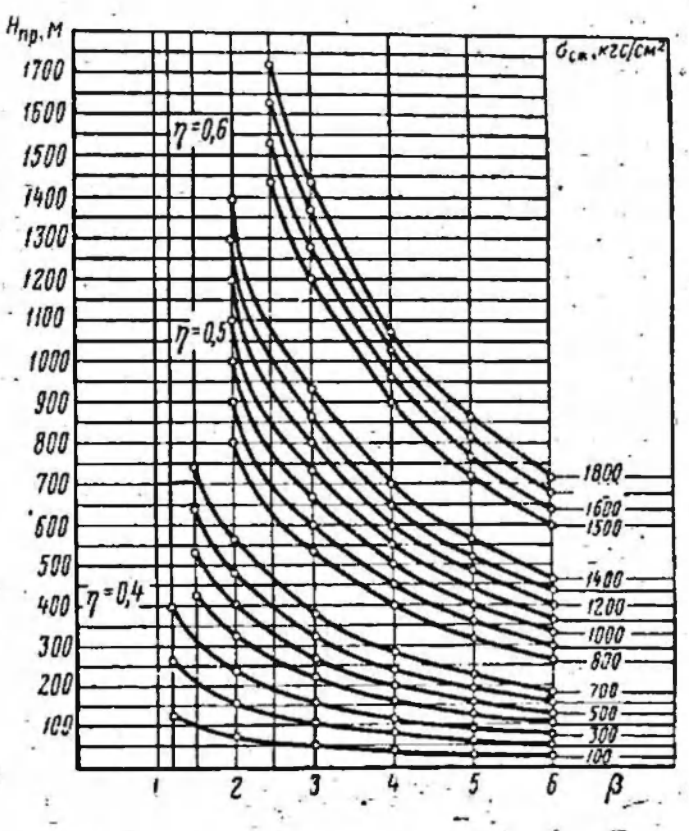


Рис. 32. Номограмма для определения предельной глубины устойчивости пород вблизи стволов

Состояние, определяемое условиями (III.10), должно характеризоваться как устойчивое, когда фактически отсутствует закономерная зона разрушения от горного давления.

Устойчивое состояние может быть охарактеризовано также условием, когда образующаяся пластическая зона имеет небольшое развитие, и поддержание ствола возможно осуществить с помощью мер по укреплению пород, в том числе облегченными крепями ограждающего типа. Это условие можно записать в виде:

$$R' > R_L \leqslant R'', \qquad \text{(III.11)}$$

где R_L — ширина пластической зоны; R' — предельная ширина пластической зоны, при которой не требуется прочной крепи (R' можно ориентировочно принять равным 1,5—2,0 м); R'' — ширина зоны пород (до 0,8 м), создающих локальные нагрузки.

Существенное развитие пластической зоны за пределом области значительно нарушенных взрывными работами пород R''' считается состоянием неустойчивым, если

$$R' < R_L > R''', \qquad \text{(III.12)}$$

* Значения коэффициента β здесь приведены для пород с углом падения до 30°.

когда разрушения происходят по плоскостям ослабления, т. е. R_L определяется с учетом коэффициента структурного ослабления сцепления.

Если соотношение (III.12) выполняется при определении R_L по целой породе, т. е. без учета коэффициента ослабления сцепления, то такое состояние характеризуется как весьма неустойчивое.

Промежуточное между условиями (III.12) и (III.11) состояние характеризуется как состояние средней устойчивости ($R'' < R_L \leqslant R'$).

Разной степени устойчивости соответствует и различный характер деформирования пород, отмеченный выше.

Экспериментально полученные значения R''' приводятся в § 10. Определение R_L дано в главе II.

В соответствии с натурными экспериментальными данными коэффициент концентрации напряжений β вблизи контура протяженных участков ствола в породах с углом падения более 30° будет принимать следующие значения;

$\beta = 1{,}5$, если 100 кгс/см^2 $\leqslant \sigma_{сж.к} <$ 400 кгс/см^2;

$\beta = 2{,}0$, если 400 кгс/см^2 $\leqslant \sigma_{сж.к} <$ 800 кгс/см^2;

$\beta = 2{,}5$, если 800 кгс/см^2 $\leqslant \sigma_{сж.к} <$ 1500 кгс/см^2;

$\beta = 3{,}0$, если $\sigma_{сж.к} \geqslant$ 1500 кгс/см^2.

Как следует из рис. 29, на обычных глубинах вне зоны влияния очистных работ неустойчивого, а тем более весьма неустойчивого состояния следует ожидать лишь в слабых глинистых сланцах с глубин 500 м и более, что согласуется с фактическими данными.

Оценка устойчивости пород на больших глубинах. Рассмотрим некоторые факторы, влияющие на проявления горного давления в стволах, глубина которых превосходит принятые сейчас для Донбасса условные величины (600—700 м) [65]. При этом рассматриваются условия, не характерные для газодинамических проявлений с увеличением глубины.

Прежде всего отметим, что в пределах глубин, которые могут быть в скором времени достигнуты, нет причин ожидать «пластического состояния» нетронутого массива, так как еще в процессе его формирования, если даже считать процесс статическим, интенсивность напряжений σ_i, достигнув предельного значения, наизбежно в течение геологического времени снизится вследствие увеличения бокового распора при пластическом деформировании. Даже в тех слоях, где коэффициент бокового распора не достиг единицы и продолжаются деформации ползучести, поведение этих пород вдали от горных выработок в пределах возможной точности измерений не будет отличаться от упругого, так как деформации ползучести проходят с очень малой скоростью, несоизмеримой со скоростью изменения обстановки вследствие горных работ.

Вместе с тем данные исследования физико-механических свойств

пород показывают, что с увеличением глубины наблюдается явная тенденция упрочнения пород [35, 126].

Так, из работы [126] следует, что с ростом глубины от 500 до 1500 м прочность аргиллитов увеличивается в среднем на 33%, алевролитов на 11—25% и песчаников на 12%, а ползучесть песчаников [35] уменьшается с глубиной. Следовательно, с рассмотренных сторон нельзя ожидать принципиальных изменений условий устойчивости обнажений на больших глубинах.

Экспериментальные данные показывают, что в условиях Донбасса коэффициент бокового распора λ в коренных породах всегда больше коэффициента упругого распора λ_0. Так, по расчетам [62] следует, что начиная с глубины 700—1000 м в массиве пород, содержащем плоскости ослабления, не может существовать упругий боковой распор и боковое давление должно быть больше величины $\frac{\mu_0}{1-\mu_0}\sigma_z$, где μ_0 — коэффициент Пуассона, σ_z — вертикальное напряжение. И у поверхности коренных пород коэффициент бокового распора $\lambda_п$ больше λ_0, так как реальный боковой распор в Донбассе не есть результат статического нагружения от пригрузки вышележащих слоев, а является следствием деформаций восстановления от разгрузки снесенных покрывающих толщ. С увеличением глубины все более вероятно $\lambda = 1$.

При этом, если породы обладают свойством хрупкости, то и на глубине для них останется характерным хрупкое разрушение при определенных соотношениях действующих напряжений, и прежде всего при двухосном сжатии вблизи неподкрепленного ствола. Поэтому и для глубоких стволов возможна приближенная оценка предельной глубины устойчивости [82] по формуле $H_{пр} = \eta\sigma_{сж}/\partial\gamma$, а также критериям, приведенным в первом разделе этого параграфа. Рассчитывая эту глубину при значении средневзвешенного объемного веса пород 2,5 тс/м³, получаем следующий ряд значений, приведенных в табл. 20, из которой следует,

Таблица 20

Предел прочности пород на одноосное сжатие, кгс/см²	Предельная глубина (м) при значении коэффициентов структурного ослабления пород в массиве			
	1	0,7	0,5	0,3
600	800	560	400	240
800	1066	746	534	320
1000	1335	934	668	400
1200	1600	1120	800	480
1400	1878	1315	939	564
1600	2135	1495	1068	640
2000	2670	1870	1336	800
3500	3335	2340	1678	1000

что эти предельные глубины для прочных пород Донбасса довольно значительны.

Учитывая, что ползучесть становится существенной при нагрузках, превосходящих 60% (глинистые сланцы) — 80% (песчаники) от разрушающих, то последняя обнаружится вблизи ствола прежде всего в форме медленного течения по слабым прослойкам и глинистым примазкам трещин на глубинах, примерно

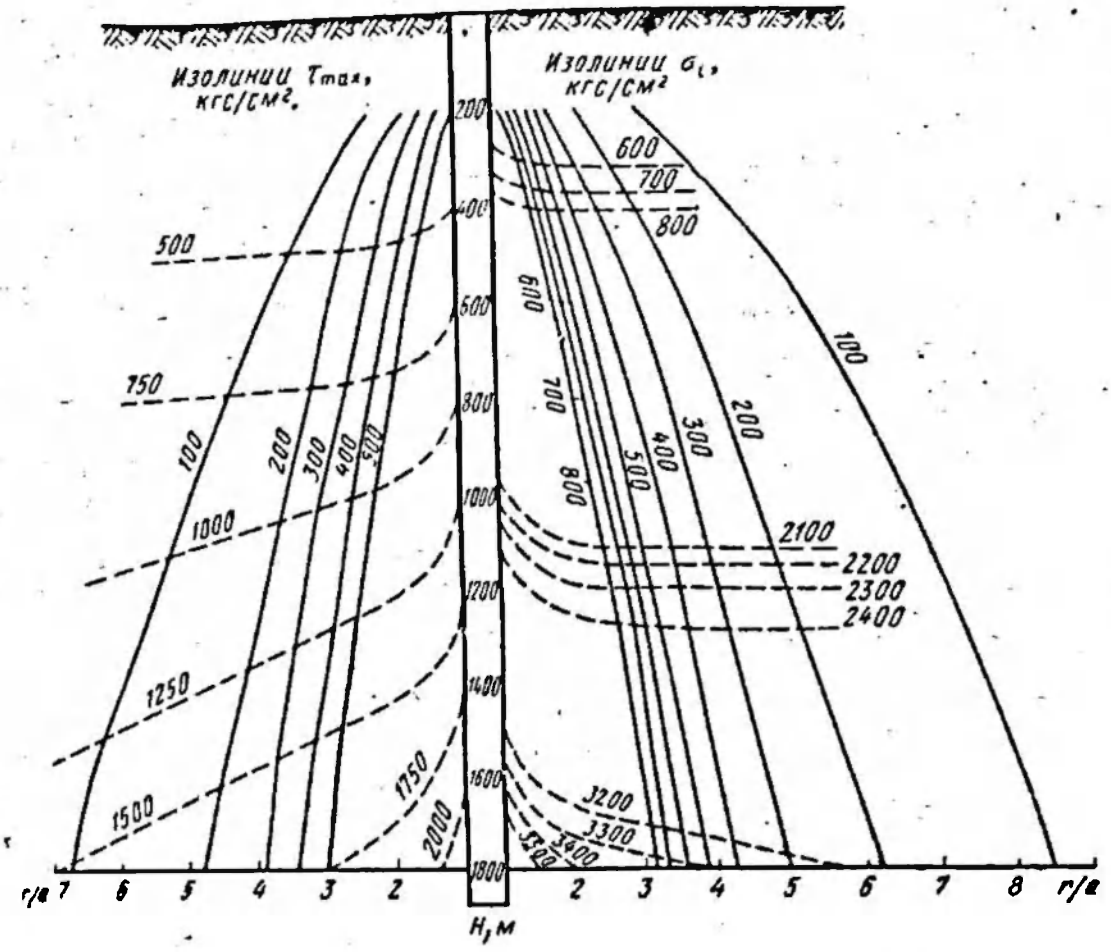


Рис. 33. Характер изменения касательных напряжений (τ_{max}) и интенсивности напряжений (σ_i) с глубиной при $\lambda = 1$ (сплошная линия) и $\lambda = 0{,}25$ (пунктирная линия)

лишь на 30—40% меньших, чем приведенные в табл. 20. Однако практически это не должно отражаться на устойчивости, так как расчетный коэффициент напряжений, равный трем, с учетом нарушенной вблизи выработки зоны будет несколько меньшим и будет относиться не к контуру, а к границе нарушенных и ненарушенных пород в массиве. По мере удаления от контура он будет быстро снижаться. Материал целых кусков породы практически здесь еще не «ползет». На глубинах больше предельных характер горного давления определяется полем напряжений после проходки ствола и свойствами пород. Отличительными, определяющими особенностями больших глубин являются существенное повышение абсолютных значений вертикальных напряжений и приближение напряженного состояния массива к гидростатическому (равномерное всестороннее сжатие). Из рис. 33, где по оси

абсцисс отложено отношение радиуса-вектора r к радиусу ствола a_0, видно, что чем глубже расположен участок ствола, тем в более широкой области возле него τ_{max} и σ_i имеют высокие значения. Характерно, что наибольших значений эти величины при равенстве коэффициента бокового распора единице достигают на контуре* и в ближайшей области, а при малых значениях коэффициента — в непосредственно больших областях. Следовательно, имеется принципиальная возможность развития пластических деформаций пород вокруг ствола на «малых» глубинах ($\lambda < 1$) в более обширной области, чем на «больших» ($\lambda = 1$).

При образовании полости в породах происходит снижение одних напряжений и повышение других. При этом касательные напряжения растут настолько быстро, что пластические деформации, протекающие с относительно малыми скоростями, не успевают предотвратить этот рост. В какой-то момент фактическое значение касательных напряжений оказывается выше предельного, хрупкое разрушение происходит в условиях заметного бокового давления, что схематично представлено на рис. 34. В результате этого, начиная с некоторой глубины, ствол окружают в общем случае несколько зон: зона хрупкого разрушения, зона течения (в том числе ползучести) по плоскостям ослабления, зона полного течения (и ползучести) и зона преимущественно упругая, деформации ползучести в которой хотя и могут быть, но существенной роли не играют.

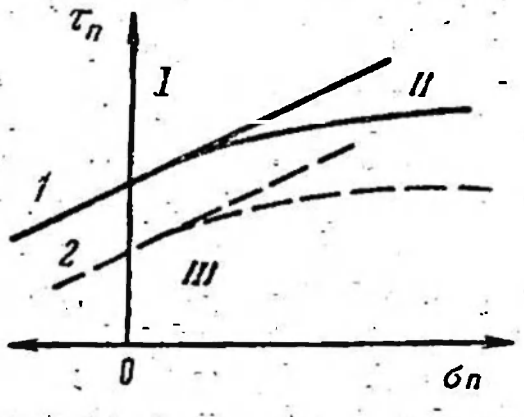


Рис. 34. Схематическая характеристика поведения пород в разных напряженных состояниях:
I — область хрупкого разрушения; *II* — область пластических деформаций; *III* — допредельная область значения τ;
1 — характеристика целой породы; *2* — то же, по плоскостям ослабления

Расчетные границы зон определялись по первоначальному полю (в момент проходки) при коэффициенте концентрации тангенциальных нормальных напряжений σ_0 на контуре, равном двум. Граница зоны хрупкого разрушения определена в соответствии с теорией прочности Мора при условной прямолинейной огибающей по формуле (7) в работе [61]. Зона ползучести оценивалась по величине σ_i, подсчитанной по значениям дополнительных напряжений, которая в случае $\lambda = 1$ совпадает с полной величиной σ_i, равной ее значению при одноосном сжатии нагрузками, вызывающими заметную ползучесть (60—80% от $\sigma_{сж}$). Эти расчеты по учитывали разрушение пород вблизи ствола взрывными нагрузками, также как и то, что изменение напряжений

* Расчеты выполнены без учета нарушенной вблизи выработки зоны пород. Поэтому концентрация напряжений приурочена к контуру.

от их значения в нетронутом массиве до расчетных происходит не сразу, а по мере приближения забоя, что, во-видимому, также играет определенную роль. С учетом этого полученные зоны несколько сместятся, однако качественно картина не изменится. В верхней части ствола получено местное разрушение пород вследствие повышения до трех коэффициента концентрации напряжений из-за неровностей контура.

Понятно, что такой расчет условен. Зоны определяются не начальным полем напряжений, а соответствующим равновесному состоянию системы, так как в неупругих зонах напряжения снижаются (точнее снижаются σ_l), происходит и изменение величины сцепления, т. е. предельного условия. С глубины, на которой возникает и далее все более увеличивается зона пластически-ползучего их состояния, с точки зрения механизма формирования нагрузок на крепь ствола, начинается «большая глубина». Далее основную роль в нагружении крепи должны приобретать деформации текучести. Процессы эти на современном этапе изучены еще недостаточно, однако накопленный опыт и результаты исследований позволяют высказать некоторые соображения по поводу крепи стволов глубоких шахт.

§ 10. УСЛОВИЯ РАБОТЫ И РОЛЬ КРЕПИ В СТВОЛАХ, ПЕРЕСЕКАЮЩИХ ТОЛЩУ ПРОЧНЫХ И УСТОЙЧИВЫХ ПОРОД

Условия поддержания и состояние стволов, пройденных способом бурения и буровзрывным и пересекающих толщу прочных и устойчивых пород в антрацитовых районах Донбасса, рассмотрены в главе I. Что касается стволов и скважин большого диаметра, пройденных способом бурения, то роль крепи здесь не вызывает сомнений и сводится в основном к изоляции породных стенок от воздействия эрозии. В стволах, пройденных буровзрывным способом, условия работы и роль крепи в прочных породах в известной мере были не совсем ясны. Предполагалось, что технологические неровности породного контура и нарушенная взрывными работами ослабленная зона будут весьма неблагоприятно сказываться на работе крепи и приведут к ее закономерному нагружению. В связи с этим здесь для крепления стволов, пройденных буровзрывным способом, применяли мощные крепи в основном из монолитного бетона толщиной 300—500 мм.

Натурные экспериментальные данные показали, что значительно нарушенная взрывными работами (R'' в § 9) зона здесь невелика и соответственно (при прочих равных условиях) в среднем составляет: 15—30 см в песчаниках, 50—120 см в песчанистых сланцах, 100—200 см в глинистых сланцах. Необходимо было решить задачу о влиянии технологических неровностей породного контура и нарушенных вблизи ствола пород на величину и характер распределения напряжений вблизи стволов и крепи типа набрызгбетона и штанговой как наиболее рацио-

нальных и перспективных для таких условий. Решали эту задачу частично в натурных условиях, частично в лабораторных — на моделях из оптически-активных материалов. Так, закономерности распределения технологических неровностей породного контура и роль нарушенных вблизи ствола пород на напряженное состояние крепи, изучали в натурных условиях. Характер работы набрызгбетонной крепи с учетом неровностей породного контура и ее взаимодействие с окружающими породами, а также характер работы штанговой крепи исследовали на моделях. В связи с невозможностью моделировать методом фотоупругости нарушенные вблизи ствола породы предполагалось, что напряжения, полученные на контуре неподкрепленной выработки, концентрируются не на контуре, а в глубине массива (с учетом нарушенной зоны, полученной в натурных условиях); напряжения, полученные в набрызгбетонной крепи, должны быть меньше по абсолютной величине за счет податливости нарушенных пород.

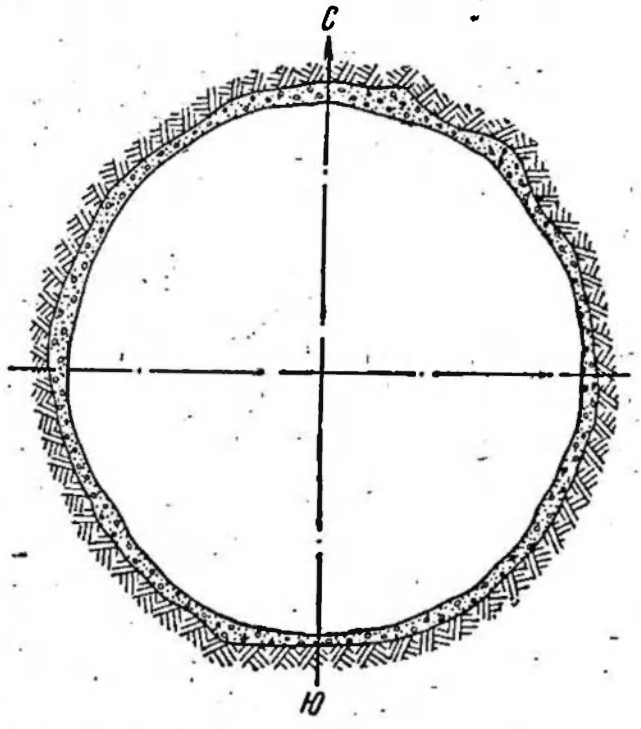


Рис. 35. Контур поперечного сечения ствола шахтоуправления Яновское, закрепленного набрызгбетоном, на отметке 396 м

Исследование формы поверхности вертикальных стволов в условиях применения монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи. Проходка выработок буровзрывным способом приводит к образованию технологических неровностей (выступы и впадины) породного контура, размеры которых при применении обычного паспорта буровзрывных работ иногда достигают 50—70 см (рис. 35). Контур стволов измеряли устройством (рис. 36), которое устанавливали в центр забоя от отвесу. При движении щупа по породным или бетонным стенкам на планшет наносили фактический контур в соответствующем масштабе [20]. Исследования проводили в стволах шахтоуправлений им. газеты «Известия» (монолитный бетон), Яновское и Алмазное (набрызгбетон) комбината Донбассантрацит. Результаты измерений показали, что фактические контуры выработок любой конфигурации можно с известным приближением описать детерминированной кривой с заданной частотой периодических возмущений и их амплитудой. Для описания единичных породных контуров (монолитная бетонная крепь) принимается гипотрохоидальная кривая, которая дает хорошую сходимость с кривыми, полученными при съемках

реальных контуров. Однако при набрызгбетонной крепи необходимо описывать и внутренние более плавные (в пределе круговые) по сравнению с внешними контуры. В этом случае для описания контуров предпочтительнее эпитрохоидальные кривые, которые образуются точкой круга радиуса r_1, катящегося по внешней части круга радиуса r_2.

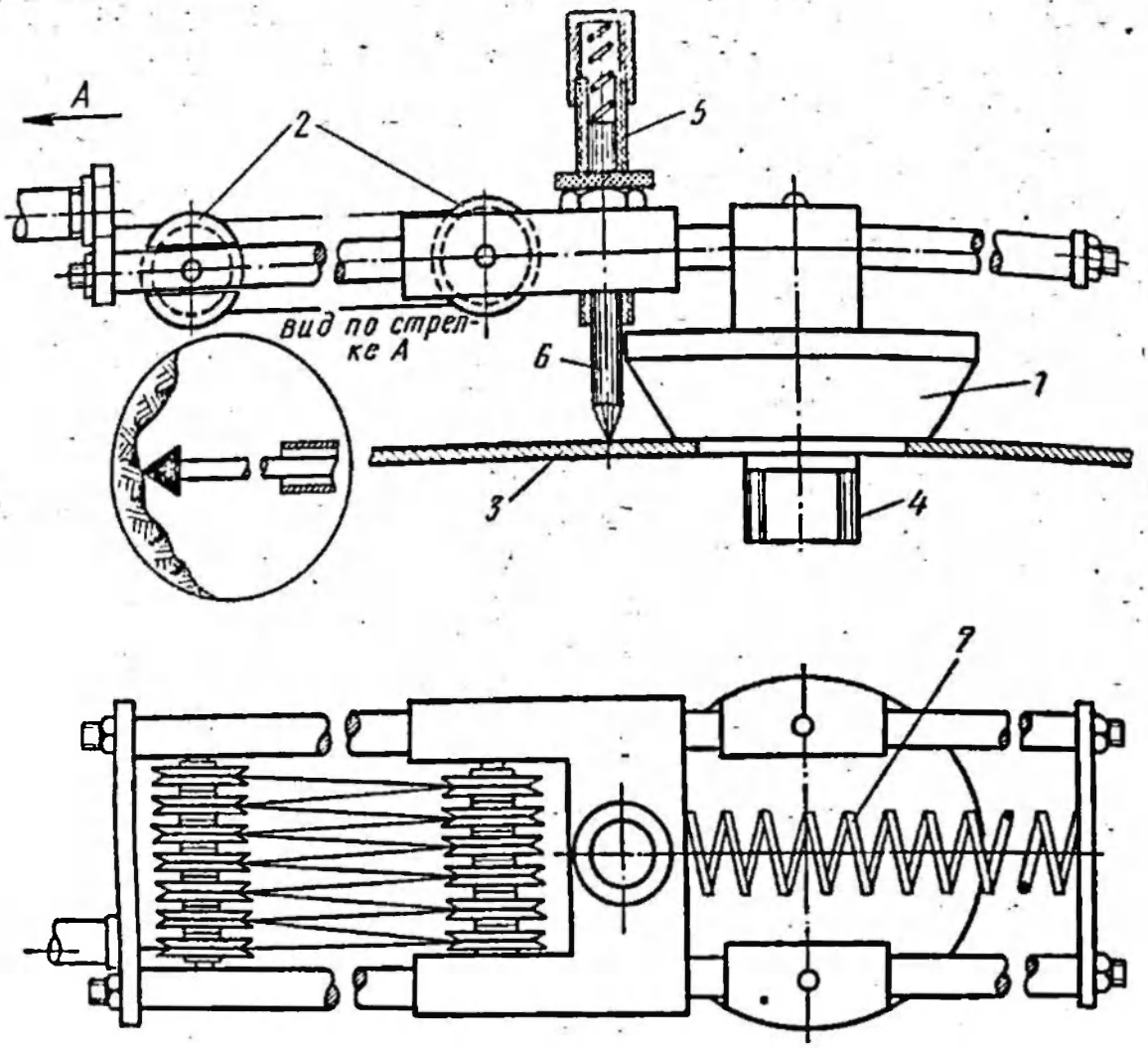


Рис. 36. Схема прибора для съемки реальных контуров ствола:
1 — центрирующее устройство; *2* — ролики съемочной каретки; *3* — планшет для нанесения контура ствола; *4* — винт для укрепления прибора на штативе; *5* — держатель карандаша; *6* — карандаш; *7* — пружина

Параметрические уравнения кривых, описывающих соответственно внешний и внутренний контуры крепи, имеют вид при $\rho = 1$

$$x = R(\cos 0 - m\cos n0);$$

$$y = R(\sin 0 - m\sin n\theta);$$

при $\rho < 1$

$$x = R(\rho\cos 0 - m\rho^n\cos n0);$$

$$y = R(\rho\sin 0 - m\rho^n\sin n0),$$

где R — радиус нулевого контура, подобного проектному (нулевым называется контур, проведенный таким образом, что

сумма переборов и недоборов равнялась пулю, а надежность составляла 90—99%); m — амплитуда возмущений или наибольшее отклонение от нулевого контура R; n — число периодических возмущений плюс единица; $\rho = \rho_1 = 1$ — внешний радиус кольца; $\rho = \rho_2 < 1$ — внутренний радиус кольца.

На рис. 37 показаны реальные породный и бетонный (набрызгбетон) контуры ствола и эпитрохоидальные кривые, описывающие эти контуры. Изменяя параметры m и n, можно получить кривые, которые с достаточным приближением будут описывать внешний и внутренний контуры крепи.

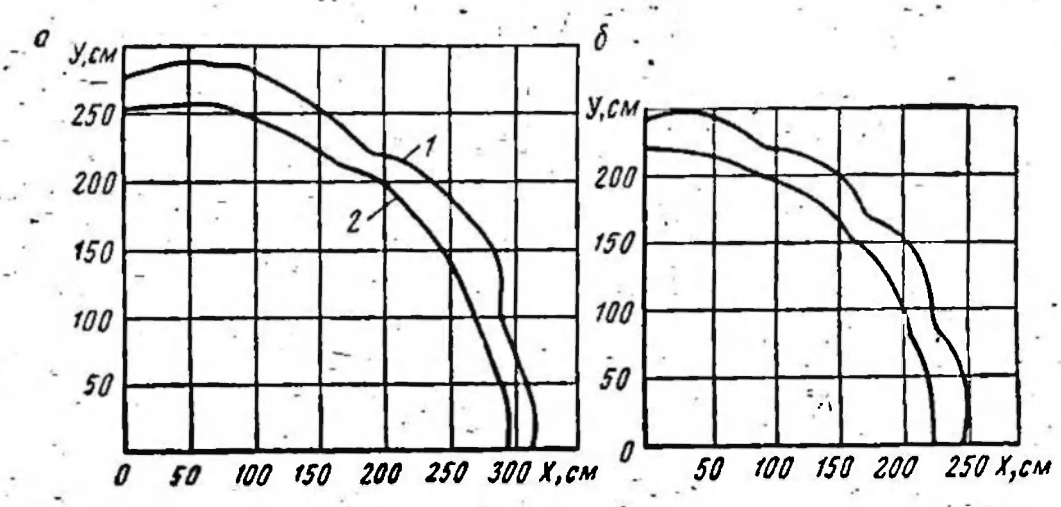


Рис. 37. Породный (*1*) и бетонный (*2*) контуры ствола (*а*) и эпитрохоидальные кривые (*б*), описывающие эти контуры

Исследование влияния технологических неровностей породного контура на распределение напряжений вблизи ствола и крепи из набрызгбетона. Задача решалась оптико-поляризационным методом на плоских моделях с «замораживанием» напряжений. Масштаб моделирования был принят равным 1 : 100 [16].

Модели представляли собой диски диаметром 175 мм и толщиной 10 мм. В центральной части располагалось отверстие, имитирующее вертикальную выработку с неровным или гладким контуром. При изготовлении моделей с крепью в отверстие вклеивалось кольцо, внешний контур которого соответствовал внутреннему контуру отверстия. Для изготовления моделей применяли разномодульные материалы марки СД и эпоксидные смолы.

Исследования проводили в три этапа. На первом изучали влияние неровностей на распределение напряжений на контуре и вблизи незакрепленной выработки, на втором и третьем соответственно — вблизи выработки и крепи, внешний и внутренний контуры которой повторяли технологические неровности, а также в крепи с внешним неровным и гладким внутренним контурами. При этом на втором и третьем этапах рассматривали два случая: $E_м > E_{кр}$ и $E_м < E_{кр}$, где $E_м$ и $E_{кр}$ — соответственно модули упругости материала моделей, имитирующих массив, и работу крепи.

Использовали сравнительный метод, для чего нагрузочное устройство было изготовлено для одновременного нагружения и «замораживания» трех моделей: двух с неровным (при $E_м > E_{кр}$ и $E_м < E_{кр}$) и одной с гладким внутренним и внешним контурами.

Результаты исследований представлены в виде эпюр распределения тангенциальных напряжений по внутреннему контуру

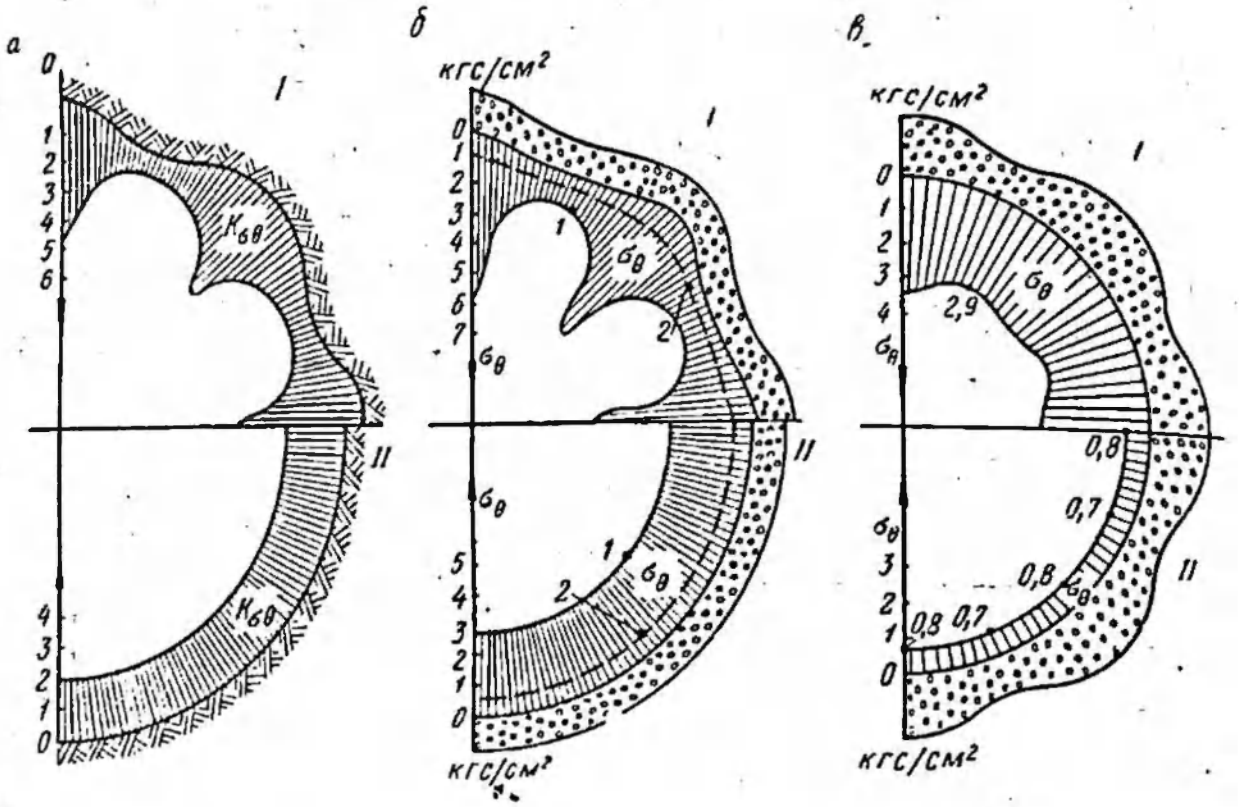


Рис. 38. Эпюры распределения тангенциальных напряжений по контуру неподкрепленного и подкрепленного ствола:

а — эпюра концентрации напряжений на неровном (*I*) и гладком (*II*) контурах; *б* — эпюры напряжений на внутренних неровном (*I*) и гладком (*II*) контурах крепи равномерной толщины при $E_{кр} > E_м$ (*1*) и $E_{кр} < E_м$ (*2*); *в* — эпюры напряжений на внутреннем гладком контуре крепи неравномерной толщины при $E_{кр} > E_м$ (*I*) и $E_{кр} < E_м$ (*II*)

(рис. 38) и характерным сечениям крепи (выступы и впадины) (рис. 39).

На контуре незакрепленной модели с неровностями напряжения распределены неравномерно: наибольшая концентрация σ_θ приурочена к впадинам $k_{\sigma_\theta} = 4{,}5$, а наименьшая — к выступам $k_{\sigma_\theta} = 1{,}0$ (см. рис. 38, *а*, *I*), против $k_{\sigma_0} = 2$ на гладком контуре (см. рис. 38, *а*, *II*). Коэффициент концентрации определяли как отношение напряжения в данной точке модели к внешней удельной нагрузке (на модель). На расстоянии от контура, равном радиусу отверстия, влияние неровностей на распределение напряжений затухает, и наиболее заметно оно на расстоянии 1/5 радиуса.

Характер распределения напряжений по внутреннему контуру крепи с неровностями такой же, как и по контуру неподкрепленной выработки: наибольшая концентрация приходится на впа-

дины, наименьшая — на выступы (особенно при $E_{кр} > E_м$). Неровности породного контура приводят к существенному изменению характера работы крепи (см. рис. 38, *б*, *I* и *II*): в крепи

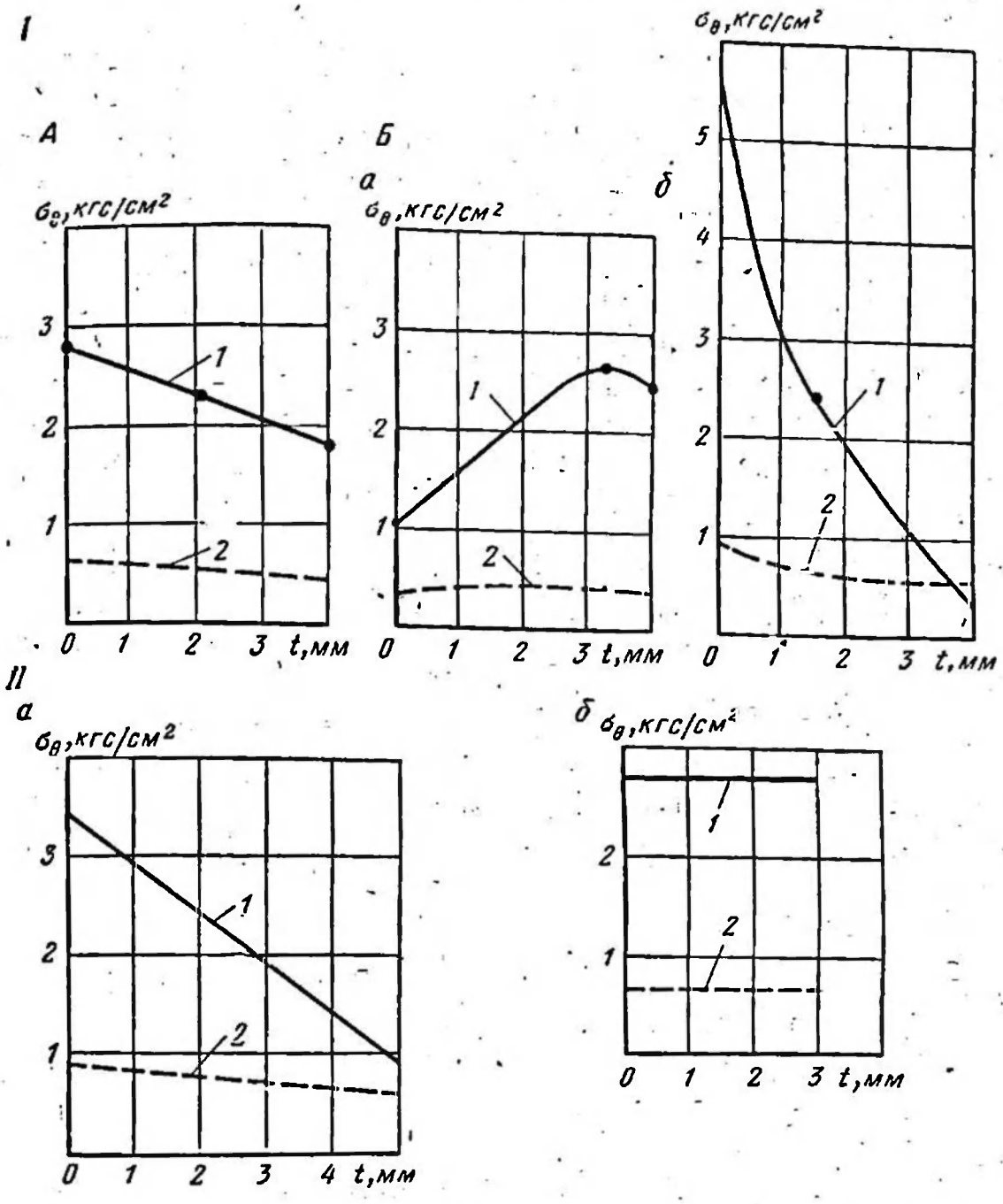


Рис. 39. Графики распределения тангенциальных напряжений в поперечных сечениях крепи:

I — с гладким внешним и внутренним контурами (*А*) и с неровным внешним и внутренним контурами (*Б*); *а* — по выступу; *б* — по впадине; *II* — с гладким внутренним и неровным внешним контурами; *а* — в местах утолщений; *б* — в местах утонений; *1* — $E_{кр} > E_м$; *2* — $E_{кр} < E_м$

с гладким контуром при равномерном распределении внешних нагрузок отсутствуют изгибающие моменты, а напряжения, обусловленные всесторонним обжатием крепи, распределены по линейному закону, убывая от внутреннего к наружному контурам (см. рис. 39, *I*, *А*). В крепи с неровностями распределение внешней

нагрузки по ее внешней поверхности не может быть равномерным. Неравномерность нагрузок, а также форма поперечного сечения крепи приводят к появлению изгибающих моментов разных знаков: положительного в сечении по впадине и отрицательного — по выступу. Наличием этих моментов в основном и определяется неравномерность распределения напряжений как по поверхности, так и в поперечных сечениях крепи (см. рис. 39, *Б—а* и *б*). В сечении по впадине напряжения от изгибающего момента, накладываясь на напряжения от всестороннего сжатия кольца, увеличивают их концентрацию на внутреннем контуре и уменьшают на внешнем, т. е. приводят к еще большей неравномерности их распределения по сечению. В сечении по выступу изгибающий момент имеет обратный знак. Действием этого момента объясняются резкие падения напряжения на выступах по сравнению с участками, приуроченными к впадинам.

Характер распределения напряжений в крепи при $E_м > E_{кр}$ (именно этот случай и характерен для антрацитовых районов Донбасса) такой же, как и при $E_м < E_{кр}$ (см. рис. 38, *б*, *I*, *1* и *2*). Однако абсолютные значения напряжений здесь в несколько раз меньше, чем в жесткой крепи. Следовательно, крепь нагружена слабо и ее влияние на распределение напряжений в массиве, даже без учета зоны нарушенных пород, весьма незначительно. Это хорошо видно по картинам полос в моделях с подкрепленными и неподкрепленными отверстиями —в обоих случаях порядок расположения полос одного и того же значения вокруг отверстия примерно одинаков и, наоборот, при $E_м < E_{кр}$ (мощная жесткая крепь и слабые породы) влияние крепи на массив уже значительно. При этом характер расположения полос и их порядок в модели с подкрепленным отверстием существенно отличаются от картины изохром в модели без крепи. В последнем случае максимумы напряжений приходятся на впадины, а при подкрепленном отверстии во впадинах имеют место наибольшие разгрузки материала, а полосы наибольшего порядка приурочены к выступам. По картине полос видно также, что влияние жесткой крепи распространяется и по глубине в массив: зона влияния отверстия в этом случае существенно уменьшается.

Из приведенных на рис. 38, *в*, *I* и *II* и 39, *II*, *а* и *б* эпюр и графиков следует, что распределение напряжений в крепи с неравномерной толщиной и неровным внешним и гладким внутренним контурами отличается от картины, полученной в моделях крепи с неровным внешним и внутренним контурами: в местах утолщений наблюдается максимальная концентрация напряжений ($\sigma_\theta = 3{,}5$ кгс/см²) при $E_м < E_{кр}$, в местах утонений — минимальная ($\sigma_\theta = 2{,}9$ кгс/см²). При $E_м > E_{кр}$ распределение напряжений почти аналогично распределению напряжений в крепи с гладким внутренним и внешним контурами: в местах утолщений $\sigma_\theta = 0{,}8$ кгс/см², в местах утонений $\sigma_\theta = 0{,}7$ кгс/см².

Напряжения в поперечных сечениях крепи распределяются

по линейному закону (см. рис. 39, *II*, *а* и *б*), что связано с отсутствием изгибающих моментов в сечениях, приуроченных к участкам с уменьшенной толщиной крепи. Кроме того, это свидетельствует о том, что выравнивающий внутренний контур по сравнению с неровным внешним существенно улучшает ее работу и уменьшает местную концентрацию напряжений, приуроченных к выступам и впадинам.

Таким образом, результаты исследования работы набрызгбетонной крепи и ее взаимодействия с окружающим массивом на моделях из оптически активных материалов показали, что в условиях прочных и устойчивых пород типа антрацитовых районов Донбасса ($E_м > E_{кр}$) влияние технологических неровностей породного контура практически не сказывается на распределении напряжений в массиве. В случае жесткой крепи и ее нагружения ($E_м < E_{кр}$) это влияние уже существенно и его необходимо учитывать, хотя абсолютные размеры напряжений в этом случае в натуре должны быть намного меньше за счет податливости слоя нарушенных пород вблизи выработки. Можно предположить, что при пересечении стволом в этих районах отдельных слоев слабых неустойчивых пород нагруженность крепи будет незначительной, и ее достаточно усилить штангами и металлической сеткой.

Исследование характера работы штанговой крепи на моделях из оптически активных материалов. Задача решалась методом фотоупругости на плоских моделях с «замораживанием» напряжений и деформаций. Масштаб моделирования был принят 1 : 100.

Модели представляли собой квадратные пластинки толщиной 10 мм и размерами 285×285 мм. В центре пластинок располагалось отверстие $d = 60$ мм (6 м в натуре). имитирующее выработку с круговым контуром. В качестве материала моделей использовали оптически активный материал на основе стирола СД-3, обладающий высокой чувствительностью и требующий незначительных усилий на модель для создания достаточного оптического эффекта.

При построении плоской модели массива, закрепленного штанговой крепью, необходимо было сосредоточенное усилие от каждой штанги заменить равномерно распределенным по толщине модели. Это условие соблюдалось путем замены стержней штанг усилиями, приложенными к определенным точкам модели и равномерно распределенными по ее толщине (рис. 40).

Нагружение моделей силами натяжения штанг F и контурными силами p и q, имитирующими напряжения в массиве, осуществлялось в нагрузочном устройстве (рис. 41). Устройство состоит из основания *1*, на котором неподвижно закреплены упорные планки *2*. Контурные нагрузки задаются на пластину-модель *8* штампами *3* путем нажима на последние нагрузочных планок *4*. Нажим штампов на модель осуществляется весом

грузов 7, подвешенных на тросиках 5, которые перекинуты через блоки 6 и связаны с нагрузочными планками. Блоки были необходимы для размещения нагрузочного устройства в горизонтальном положении, чем достигалась устойчивость всей системы и облегчалось проведение эксперимента.

Натяжение штанг осуществлялось посредством пружин 10, которые стягивают между собой штифты 9 и 11, имитирующие соответственно замки и опорные плитки. Регулирование усилия натяжения штанг производилось подбором пружин с необходимой характеристикой и соответствующим моделируемому усилию натяжением пружин. Фиксация заданного натяжения пружин осуществлялась винтами 12.

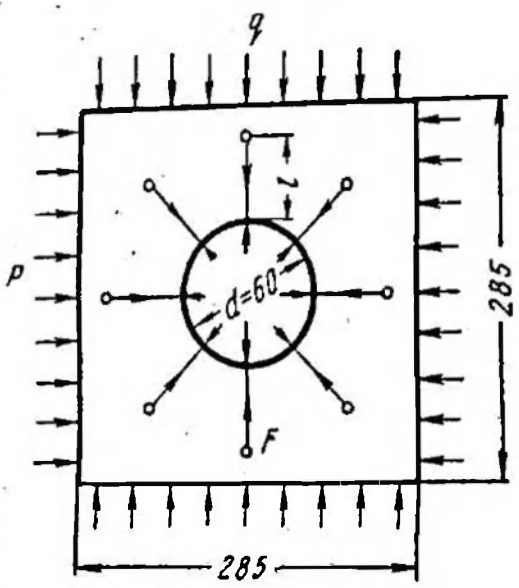


Рис. 40. Схема плоской модели для исследования работы штанговой крепи

Нагружение и «замораживание» моделей проводили в два этапа. На первом этапе в нагрузочном устройстве силами p и q нагружалась и «замораживалась» пластина без отверстия. Тем самым в модели создавалось поле напряжений, соответствующее начальному. Далее в «замороженной» пластине растачивали отверстие, имитирующее выработку, и сверлили отверстия для установки штифтов, имитирующих замки штанг. После этого монтировали штанговую крепь. Натяжение пружин производили путем подвешивания к их концам, закрепленным в штифтах, грузов необходимой величины. Натяжения пружин фиксировали винтами, вводимыми в отверстия штифтов. После этого грузы снимали. Такой прием позволял установить штанговую крепь в предварительно напряженном массиве, когда контур отверстия еще не получил радиальных перемещений.

На втором этапе модель со штанговой крепью снова помещали в нагрузочное устройство и нагружали теми же контурными усилиями p и q. При этом контур отверстия деформировался, а радиальные перемещения затухали от контура к границам модели. Деформированию контура отверстия препятствовала штанговая крепь. Таким образом, на основное поле напряжений накладывалось поле, вызванное проведением отверстия, закрепленного штанговой крепью. Сравнение напряжений и деформаций в моделях с крепью и без крепи позволяло установить влияние штанговой крепи и ее параметров (на данном этапе: длина штанг l и усилие их натяжения F) на изменение напряженно-деформированного состояния исследуемой части массива.

Длина штанг в модели принималась равной 60, 45, 30 и 15 мм,

что соответствовало отношению l/d, равному 1; 0,75; 0.5 и 0,25. Усилия натяжения штанг были приняты следующими: 0; 0,3; 0,6 и 1,0 кг.

На рис. 42 показана зависимость деформаций контура отверстия (Δd в % от первоначального диаметра отверстия) в сечениях по штангам (*а*) и между штангами (*б*) от усилия натяжения

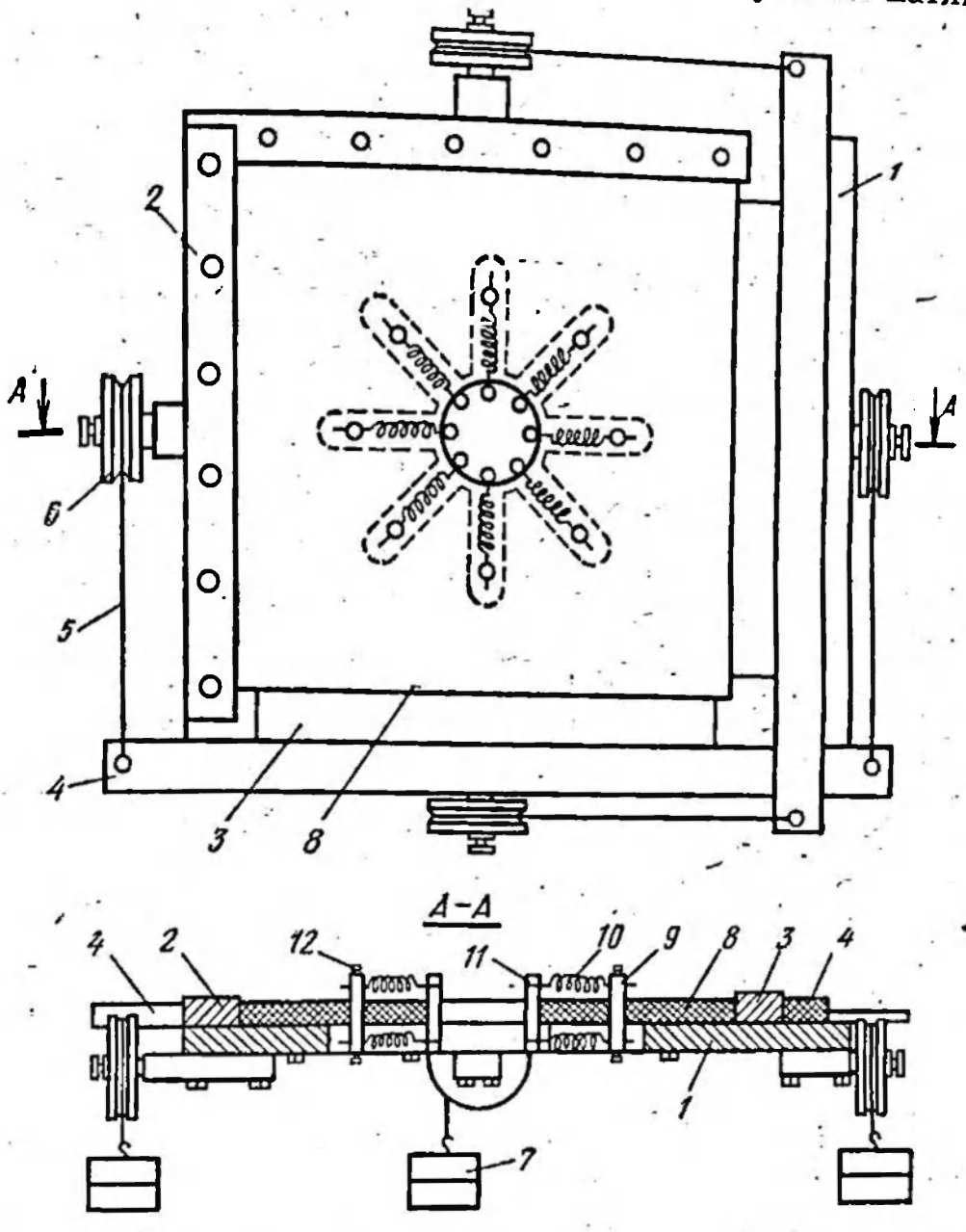


Рис. 41. Нагрузочное устройство

штанг при различной их относительной длине (l/d). Из приведенных графиков можно видеть, что деформации контура уменьшаются с увеличением усилия натяжения и длины штанг. Так, при относительной длине штанг $l/d = 1$ деформации от 3,5% (без натяжения штанг) снижаются до 0,25% при увеличении натяжения до 1 кгс, т. е. в 14 раз. При уменьшении относительной длины штанг до 0,25 деформация контура возрастает, и это возрастание тем заметнее, чем меньше усилие натяжения. Значительные усилия натяжения более сказываются на длинных штангах, в то время как при небольших усилиях натяжения роль

длины штанг на деформациях контура практически не сказывается.

Другой существенной особенностью работы системы «штанговая крепь—массив» является неравномерность деформирования контура отверстия по периметру. Как следует из графиков рис. 42, *б*, деформации контура в сечении между штангами существенно превышают таковые в сечении по штангам (см. рис. 42, *а*). Наиболее значительно это будет проявляться при небольшой прочности массива и большом расстоянии между штангами в ряду,

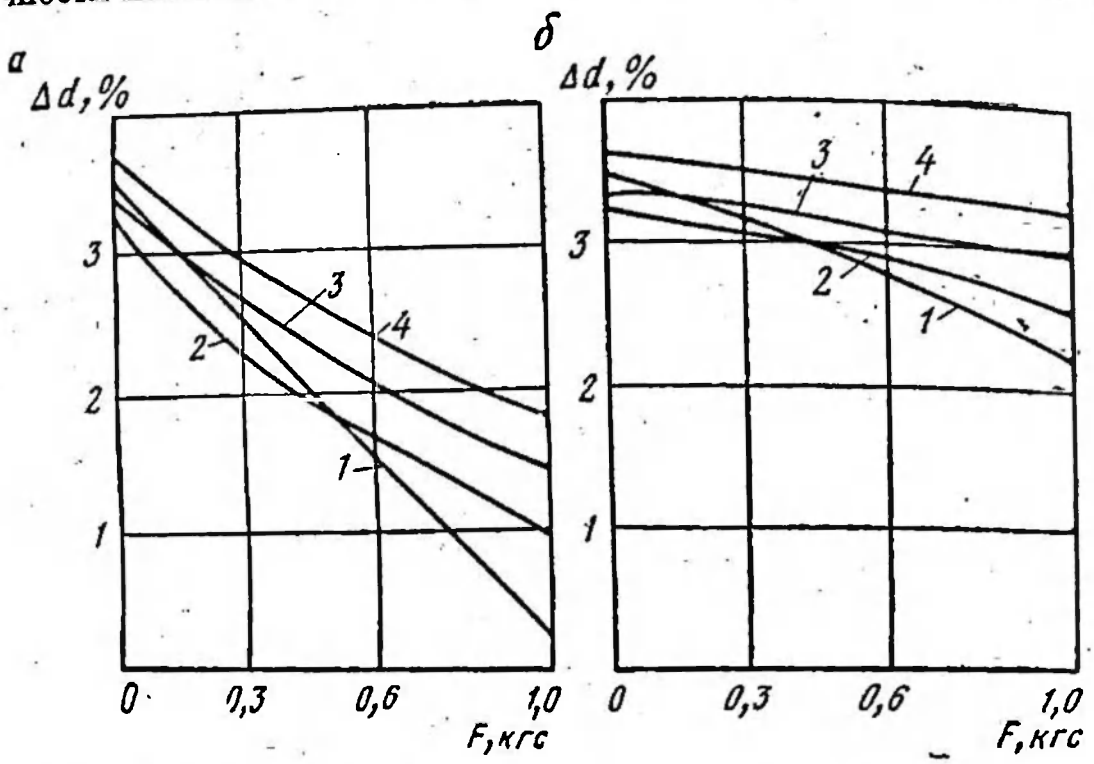


Рис. 42. Зависимость деформаций контура выработки в сечении по штангам (*а*) и между штангами (*б*) от усилия натяжения штанг при их относительной длине:

1 — $l/d = 1$; *2* — $l/d = 0{,}75$; *3* — $l/d = 0{,}5$; *4* — $l/d = 0{,}25$

что и имело место в условиях эксперимента: низкомодульный материал модели и 2,36 м в пересчете на натуру между штангами. Вследствие этого характер работы системы «штанговая крепь—массив» в таких условиях внешне напоминает характер работы набрызгбетонной крепи [16]. Однако при увеличении прочности (жесткости) пород и плотности штанговой крепи в ряду и между рядами картина резко меняется, и разница в деформировании контура в окрестности штанг и между ними становится практически несущественной, а устойчивость приконтурной части массива значительно возрастает.

На рис. 43 показана зависимость напряжений на контуре отверстия в сечении между штангами от усилия натяжения штанг (*а*) и их длины (*б*). Отметим, что напряжения на графиках представлены в относительных единицах (отношение напряжения в контурной точке модели со штангами к напряжению в той же точке модели без штанг при прочих равных условиях). Из графиков

следует, что напряжения на контуре между штангами уменьшаются с увеличением натяжения и длины штанг. Однако в условиях принятой плотности штанговой крепи это приводит к увеличению напряжений в окрестности каждой отдельной штанги. Вследствие этого создается весьма неоднородное поле напряжений в приконтурной части массива пород. Для снижения этой неоднородности необходимо увеличить плотность крепи, либо уменьшить

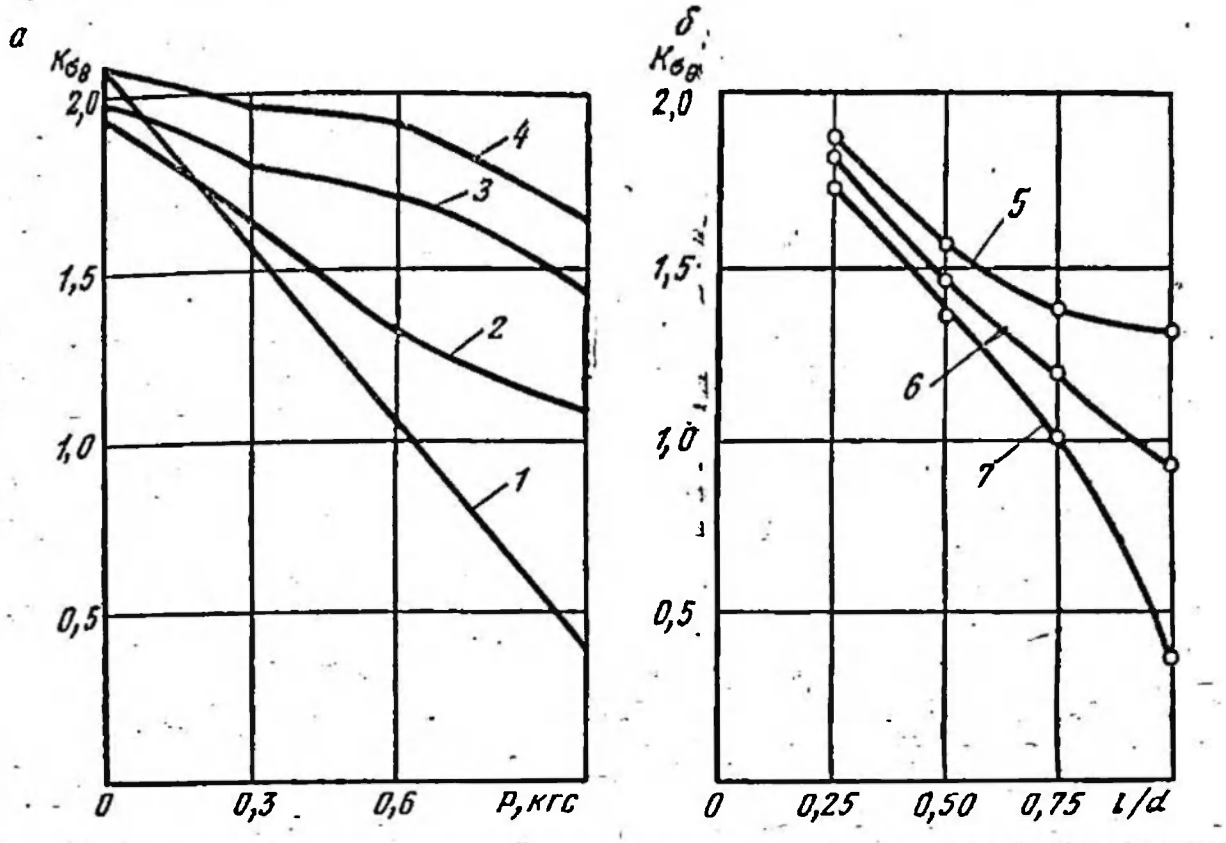


Рис. 43. Зависимость напряжений на контуре отверстия в сечении между штангами от натяжения (*а*) и длины (*б*) штанг:
1 — $l/d = 1$; *2* — $l/d = 0{,}75$; *3* — $l/d = 0{,}5$; *4* — $l/d = 0{,}25$; *5* — $P = 0{,}3$ кгс; *6* — $P = 0{,}6$ кгс; *7* — $P = 1$ кгс

натяжение и длину штанг. Какая из этих мер будет наиболее эффективной, зависит от общей картины напряженно-деформированного состояния пород вблизи выработки, и прежде всего от их механических параметров. Поэтому в каждом конкретном случае выбор параметров штанговой крепи необходимо производить с учетом характера ее работы, а также общей картины механического состояния приконтурной части массива. При этом следует иметь в виду, что применение штанговой крепи приводит к замедлению роста деформаций контура и увеличению устойчивости пород.

В связи с этим в условиях слабых пород необходимо увеличивать плотность крепи для предотвращения опасной концентрации напряжений на отдельных участках. В прочных породах роль штанговой крепи будет сводиться в основном к сохранению устойчивого состояния приконтурной, наиболее нарушенной и ослабленной взрывными работами зоны пород.

Исследование влияния слоя нарушенных вблизи стволов пород на напряженное состояние монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи в натурных условиях. Задача решалась методом разгрузки в стволах шахтоуправлений им. газеты «Известия» (монолитный бетон), Яновское и Алмазное (набрызгбетон) комбината Донбассантрацит в породах типа песчаников, песчанистых и глинистых сланцев при изучении напряженного и механического состояния пород вблизи стволов (§ 6).

Поскольку экспериментальные скважины бурили через крепь, то представилось возможным одновременно определять и напряженное состояние крепи. Однако во всех случаях проведенные в нескольких стволах измерения (см. рис. 11, 12) показали, что крепь стволов в таких условиях разгружена даже в относительно слабых породах типа глинистых сланцев. И хотя для измерений применяли сравнительно высокочувствительные оптически активные датчики, они не смогли зафиксировать напряженность материала крепи. Скважины бурили с подвесного проходческого полка на расстоянии 30—40 м от забоя ствола. При скорости проходки стволов в этих районах 30—35 м/мес время с начала ввода крепи в работу в период бурения скважин составляло 30—40 сут. Можно предположить на основании результатов измерений [82], что за этот период в условиях более слабых пород формируется зона предельного состояния и проявляются деформации ползучести, а крепь интенсивно нагружается. Отсутствие нагруженности крепи свидетельствует о том, что породы в таких условиях на достигнутых глубинах не подвержены деформациям ползучести и очень далеки от предельного состояния. Нарушенный вблизи выработки взрывными работами слой пород не теряет устойчивости и играет роль демпфера, защищающего крепь от влияния зоны повышенных напряжений. Следовательно крепь в таких условиях играет роль предохранительно-ограждающей оболочки.

§ 11. УСЛОВИЯ РАБОТЫ И РОЛЬ КРЕПИ В СТВОЛАХ, СООРУЖАЕМЫХ В ОБЫЧНЫХ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Нагрузки на крепь стволов, проходимых буровзрывным способом. Во ВНИМИ систематические работы, направленные на изучение нагруженности крепи стволов главным образом в Донбассе, начаты в 1957 г. и продолжаются в настоящее время. Основные результаты исследований за период с 1957 по 1966 гг. обобщены в работе [82], где подробно рассмотрены вопросы методики, а также основные закономерности нагружения крепи в зависимости от геологических, горнотехнических и горногеомеханических факторов.

На основании полученных результатов сформулированы и проанализированы режимы взаимодействия крепи с окружающими массивами пород.

Экспериментальные данные показали, что крепь стволов в условиях Донбасса может испытывать закономерные и подчас значительные нагрузки в местах пересечения слабых и обводненных пород, на крутом падении, при влиянии очистных работ и на больших глубинах. Однако в подавляющем большинстве случаев и прежде всего на пологом падении крепь стволов не испытывает закономерных нагрузок и может быть значительно облегчена. Нагрузки в скальных породах мало зависят от глубины, составляя на глубинах до 1000 м в среднем 5—15 тс/м^2. Эти выводы сыграли значительную роль в повсеместном существенном облегчении мощных, толстостенных (500—600 мм) с большой грузопесущей способностью типов крепи, что позволило сэкономить многие миллионы государственных средств.

Для измерения нагрузок применяли замерные станции, состоящие из нескольких колец (как правило трех) динамометрической крепи.

При выборе участков измерения учитывали и выполняли требования, которые определяли представительность получаемых результатов и возможность их распространения на другие месторождения с аналогичными условиями. В связи с этим большинство замерных станций располагали на участках со слабыми породами (аргиллиты), а также на крутом падении, вблизи геологических нарушений, на сопряжениях с другими выработками вне зоны влияния очистных работ на сравнительно большой глубине. Вместе с тем отдельные станции были расположены на малых глубинах или в более прочных породах (алевролитах и песчаниках).

Динамометрическую крепь проектировали применительно к тюбинговой крепи, которая в то время получила наибольшее распространение, однако некоторые замерные станции были установлены в стволах с монолитной бетонной крепью, возводимой с передвижной металлической опалубкой. Таким образом, измерениями были охвачены все возможные условия, сочетания и схемы работы крепи стволов.

Анализ результатов измерений показал крайнюю неравномерность распределения нагрузок по контуру. Сравнение фактических эпюр установившегося давления на протяженных участках с тюбинговой, бетонной и длительно деформировавшейся поврежденной крепью приводит к выводу, что единого очертания эпюры не существует. Даже сопоставление эпюр, полученных на пологом и крутом падении, не показывает влияния этого важнейшего фактора. Это объясняется влиянием других известных, а зачастую и неизвестных, второстепенных и случайно проявляющихся факторов, таких, как неровности породного контура, технология возведения крепи, характер контакта пород с крепью и многие другие. При этом они сказываются в равной степени, а иногда и в большей, чем основные. Следовательно, очертание

эпюры является в значительной мере случайным и изменяется во времени, особенно при податливой крепи.

Другой важной особенностью нагружения крепи является неуравновешенность радиальных нагрузок, т. е. несовпадение направления их действия с радиальным. Это свидетельствует о наличии не только радиальных, но и касательных нагрузок. Однако надежная серийная аппаратура для измерения касательных нагрузок в настоящее время пока отсутствует. И все же закономерности изменения эпюры нагрузок в зависимости от влияющих факторов при тщательном анализе результатов измерений и обстановки в районе ствола выявляются достаточно удовлетворительно, особенно это касается участков сопряжения ствола с другими выработками.

Период активного роста нагрузок в среднем составляет 6 мес, однако в отдельных случаях может быть меньше или больше, после чего длительное время происходит небольшое перераспределение и давление на крепь окончательно стабилизируется. Таким образом, скорость роста нагрузок изменяется неравномерно, хотя общая тенденция заключается в уменьшении ее до нуля и установлении статического равновесия.

Существенное значение имеет механическая характеристика крепи, которая при прочих равных условиях значительно изменяет характер и величины распределения нагрузок по контуру и даже направление максимальной нагрузки.

Нагрузка на крепь стволов шахт Западного Донбасса. Стволы шахт Западного Донбасса до глубины 150 м проходят способом замораживания по обводненным переслаивающимся пескам, глинам и песчаникам третично-четвертичного возраста, а также обводненным неустойчивым аргиллитам, песчаникам и алевролитам верхней части карбона. Ниже, до проектной глубины, по малометаморфизованным и, по сравнению со старым Донбассом, малопрочным аргиллитам, алевролитам и песчаникам карбона — обычным буровзрывным способом.

Нагруженность крепи определяли на шести замерных станциях, краткая характеристика которых приведена в табл. 21. Станции № 1—3 располагали в главном, а № 4 — во вспомогательных стволах шахты № 21/22 «Западно-Донбасская»; станции № 5 и 6 во вспомогательном стволе шахты № 25/26 «Западно-Донбасская» [42]. Принципиальные схемы замерных станций и порядок размещения на них измерительной аппаратуры показаны на рис. 44.

Результаты измерений радиальных нагрузок в виде эпюр и графиков изменения нагрузок во времени показаны на рис. 45. Здесь измерялись нагрузки породного скелета, а гидростатическое давление было равно нулю, так как бетонная крепь водопроницаема.

Анализ результатов измерений показал, что нагрузки со стороны слабых пород, залегающих на глубине 200—320 м, неве-

лики. Максимальные нагрузки на отдельные баллоны в единичных случаях достигали 15 тс/м² в аргиллитах (см. рис. 45, *б* — 219-е сутки наблюдений; рис. 45, *д* — 152-е сутки наблюдений) и 3—4 тс/м² в песчаниках (см. рис. 45, *а*, *е*), а средние нагрузки не превышали 6,5 тс/м² в аргиллитах и 2 тс/м² в песчаниках. При этом каких-либо существенных отличий в нагруженности крепи

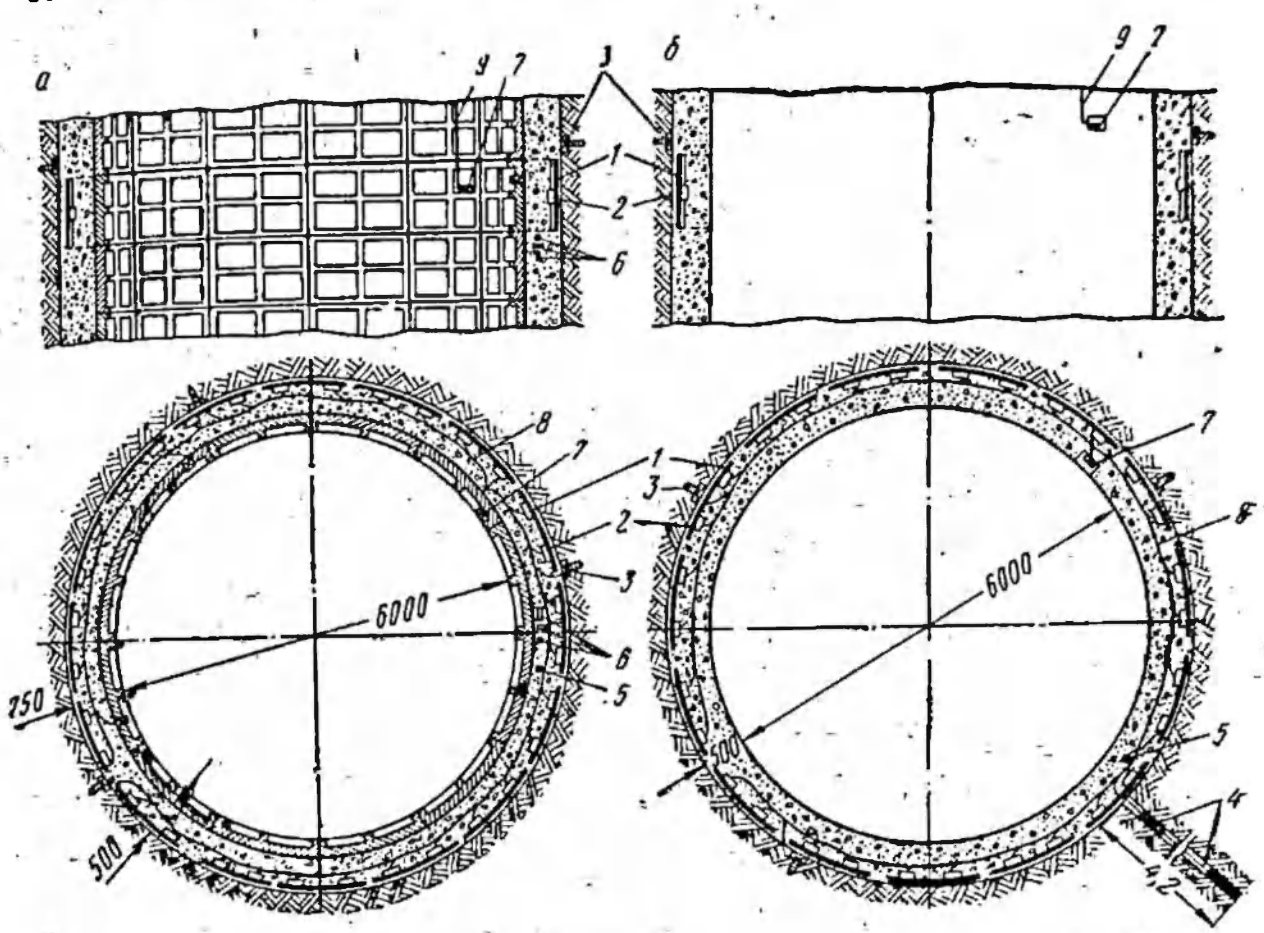


Рис. 44. Схемы замерных станций ВНИМИ для комбинированной (*а*) и бетонной (*б*) крепи с размещением измерительной аппаратуры:

1 — динамометрические баллоны; *2* — динамометры 1Д-07М; *3* — пьезометры (породные и тюбинговые); *4* — деформометры; *5* — термисторы; *6* — телетензометры; *7* — переходная коробка; *8* — соединительный кабель ТГВШ; *9* — кабель ТВШ 20 × 2 × 0,7

со стороны песчаников на глубинах 204 и 321 м не было обнаружено. Распределение нагрузок по контуру во всех случаях неравномерное и характеризовалось для станций № 3, 4, 5 и 6 — на конечные даты наблюдений мало отличающимися по величине коэффициентами вариаций, соответственно равными 1,1; 0,9; 0,82 и 1,22. В аргиллитах в первоначальный момент (5—10 суток) нагрузки росли несколько интенсивнее, чем в песчаниках, и затем, после некоторого спада, объясняемого стабилизацией температуры после схватывания бетона, вновь незначительно возрастали с очень малой скоростью, достигая стабильных величин через 2—3 мес после возведения крепи. В песчаниках нагрузки стабилизировались уже на 15—16-е сутки наблюдений.

Отметим, что фактические нагрузки на крепь стволов в основных районах старого Донбасса на пологом падении, как правило,

Показатели	№ 1	№ 2
Дата установки	15/X — 67 г.	11/XII — 67 г.
Глубина заложения, м	98	131
Напоры вод в районе заложения станции, м	60	90
Вмещающие породы и их прочностные характеристики (C — сцепление, кгс/см², φ — угол внутреннего трения, град; $\sigma_{сж}$ — предел прочности на сжатие, кгс/см²)	Песок бучакский; $C = 0{,}8—0{,}9$ $\varphi = 38$	Песчаник карбона; $C = 40—130$; $\varphi = 20—32$; $\sigma_{сж} = 120—400$
Способ проходки ствола	Замораживание	Замораживание
Технологическая схема проходки	Последовательная в заходке высотой 25 м	Последовательная в заходке высотой 20 м
Период от обнажения пород до установки станций, сут	13	15
Состояние стенок ствола	Устойчивое	Устойчивое
Измерительная аппаратура, шт.:		
динамометрические баллоны	16	16
динамометры	19	16
пьезометры	5	5
телетензометры	4	—
термисторы	—	4
деформометры	—	—
индуктивные датчики	—	—

не превышают замеренных нагрузок на крепь стволов шахт Западного Донбасса. При этом условия и характер работы крепи имеют также много общего.

Значительный интерес представляют результаты измерений в стволе, пройденном способом замораживания, на станции № 2, заложенной в песчаниках карбона, содержащих напорные воды (рис. 46). При этом замораживающая станция была отключена за 15 сут до проходки этого участка.

В первый период, продолжительностью около двух месяцев, крепь по существу не была нагружена, так как установлена после упругого деформирования замороженного песчаника, а ледопородное ограждение еще сохранило целостность. На 51-е сутки средняя нагрузка составила 0,3 тс/м², а максимальная 0,7 тс/м². В дальнейшем по мере оттаивания пород и образования «окон» в ледопородном ограждении наблюдался интенсивный рост суммарных радиальных нагрузок, достигавших на 130-е сутки следую-

Замерные станции

№ 3	№ 4	№ 5	№ 6
24/IV — 68 г. 204,3 —	20/IX — 68 г. 262,4 —	25/II — 69 г. 201,0 —	23/IV — 69 г. 321,2 —
Песчаник карбона с прослоями алевролита; $C = 53$; $\varphi = 42$; $\sigma_{сж} = 205—280$ Обычный	Аргиллит карбона; $\sigma_{сж} = 230—250$ Обычный	Аргиллит карбона слабый (образца взять не удалось) Обычный	Песчаник карбона, трещиноватый, водоносный; $C = 122$; $\varphi = 13,5$; $\sigma_{сж} = 173—221$ Обычный
Совмещенная в заходке высотой 2,5 м 0,3 Устойчивое	Совмещенная в заходке высотой 2,5 м 0,3 Заколы с южной стороны	Совмещенная в заходке высотой 2,5 м 0,3 Заколы и отслоения	Совмещенная в заходке высотой 2,5 м 0,3 Устойчивое
15 17 2 — 3 4 —	15 19 3 — 2 4 5	15 24 5 — 2 4 6	15 25 4 — — — 5

щих значений: максимальные 36,5 т/см², средние 22,5 тс/м². Рост нагрузок происходил в основном за счет гидростатического давления при восстановлении уровня вод за крепью. Дальнейшее снижение нагрузок было связано с дренированием водоносного горизонта при случайной подсечке нескольких замораживающих скважин во время проходки сопряжения. Однако после проведения тампонажных работ напор водоносного горизонта в районе установки станции восстановился (~80 м), в результате чего нагрузки на крепь возросли на 398-е сутки до 81 тс/м² и в дальнейшем оставались неизменными.

Результаты измерений фактических радиальных нагрузок на крепь ствола в трещиноватых песчаниках, содержащих напорные воды, показали, что нагрузки достигают величины, равной гидростатическому напору на данном участке, и распределяются более равномерно по контуру (коэффициенты вариаций 0,9 и 0,07 на 51-е, 353-и сутки соответственно).

Условия взаимодействия крепи вертикального ствола с породами, содержащими напорные воды. В результате дренирования воды в окрестности ствола образуется депрессионная воронка;

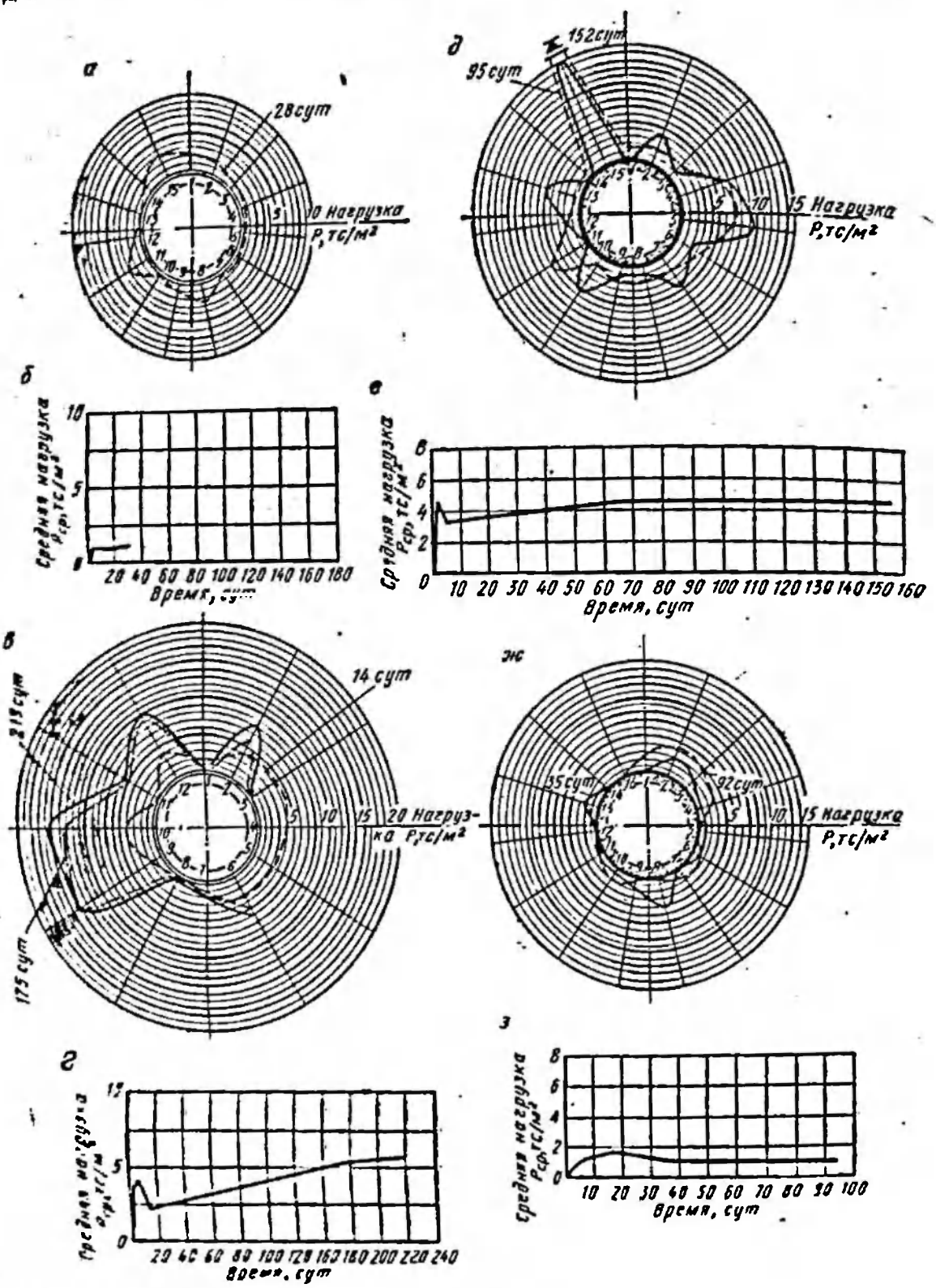


Рис. 45. Эпюры радиальных нагрузок на крепь ствола по внешнему контуру и развитие их во времени по замерным станциям № 3 (*а*, *б*), № 4 (*в*, *г*), № 5 (*д*, *е*) и № 6 (*ж*, *з*)

возникает разность напоров (градиент) между любыми двумя концентрическими окружностями вокруг ствола. Породы при этом находятся под воздействием гидродинамического давле-

ния D, величина которого определяется известным выражением и практически зависит не от скорости и пути фильтрации *, а только от объемного веса воды и градиента напоров I:

$$D = \delta I. \tag{III.13}$$

Пусть к моменту возникновения силового контакта крепи с породой радиус депрессионной воронки был R' (рис. 47). Вследствие свободного истечения воды за крепью у забоя принимаем равным нулю. На внешней поверхности кольца затампонированных пород в это время существует напор $H_т$, на границе кольца пород с радиусом R' — полный напор в массиве — H. Через некоторый промежуток времени распределение напоров изменяется следующим образом.

На внутренней поверхности крепи при $r = r_0$ напор отсутствует (напором высачивания пренебрегаем); на внешней поверхности крепи при $r = r_1$ остаточный напор H_0; на внешней границе затампонированной зоны $H_т$; на границе кольца с радиусом R' напор составит величину H'; на границе зоны влияния дренажа имеет место полный напор H.

Исключая силы, действовавшие до ввода крепи в работу, получим следующее распределение нагрузок на рассматриваемые области пород.

Деформации крепи определяются величиной остаточного напора за крепью H_0 и реактивными силами связи ее с породами P_1. Совместные с крепью деформации затампонированной зоны определяются остаточным напором H_0, разностью напоров $H'_т - H_т = \Delta H_т$ действующей на внешней границе зоны и реактивными силами связи P_1 и P_2. Аналогично при радиусе R' действует напор $\Delta H' = H - H'$ силы P_2; при радиусе R — напор H и силы связи P_4 (очевидно, что P_2, P_3 и P_4 являются дополнительными к ранее существовавшим силам). Остальной массив пород рассматривается как кольцо с радиусом, стремящимся к бесконечности при отсутствии перемещений — $U = 0$.

Гидродинамическое давление в тех или иных областях пород и крепи равно разности расчетных для совместной деформации напоров, действующих на внешней и внутренней поверхностях. В фильтрующих породах и в крепи оно не приложено полностью к поверхности рассматриваемых колец, а распределено по объему. Закон распределения объемных сил выражается первой производной от функции, выражающей величину остаточного (расчетного) напора в зависимости от расстояния до центра ствола.

Исходным условием взаимодействия рассматриваемой системы является равенство перемещений смежных колец на их границах. Перемещение контактов каждого кольца можно рассматривать

---

* Речь идет о породах с малыми скоростями фильтрации.

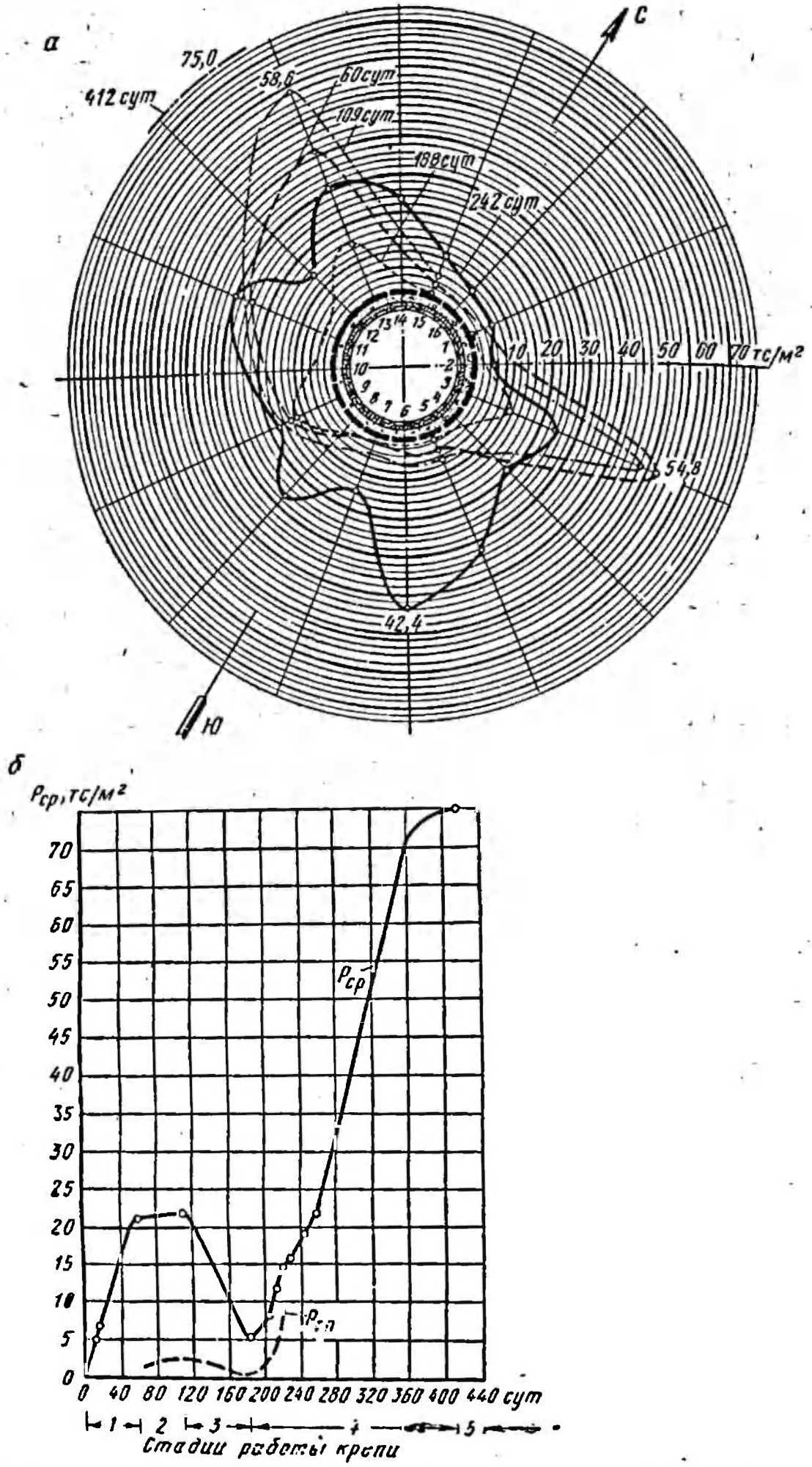
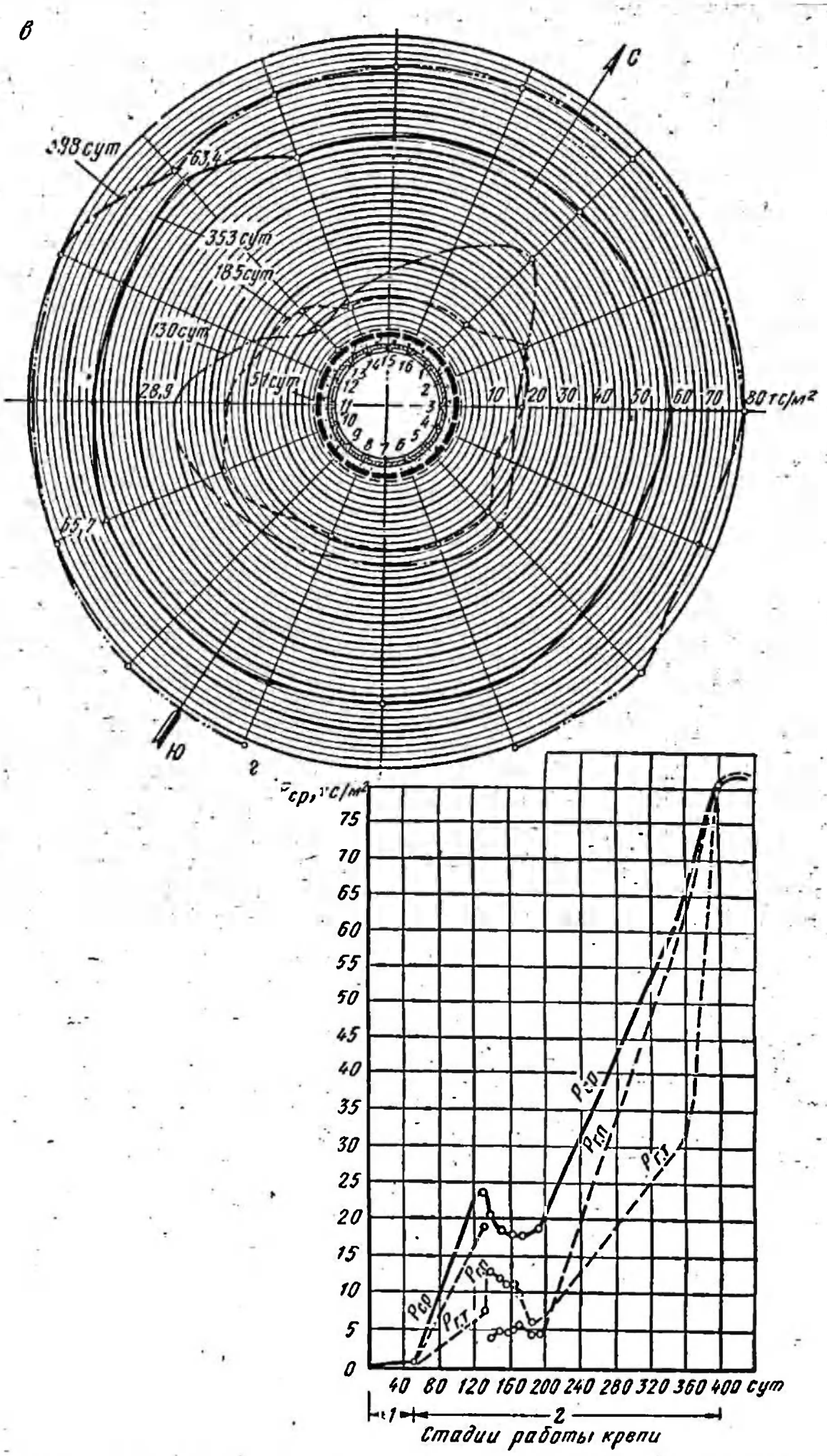


Рис. 46. Эпюры радиальных нагрузок на крепь ствола по внешнему контуру
$P_{ср}$ — средняя суммарная нагрузка на крепь; $P_{г.п}$ — гидростатическое давление



и развитие их ($P_{ср}$) во времени по замерным станциям № 1 (*а*, *б*) и № 2 (*в*, *г*): в породах; $P_{г.т}$ — гидростатическое давление на тюбинги

как сумму перемещений от гидростатических сил и сил связи:

$$U_i = U_{i\,(P_i,\ P_{i-1})} + U_{i\,(v)}. \qquad \text{(III.14)}$$

Перемещения от сил связи для внутренних колец выражаются по формулам Ламе. Перемещения внешнего массива при $r \to \infty$ получены в работе [76]. Решением системы уравнений (III.14) определяются неизвестные силы P_i.

Однако это решение является приближенным, поскольку рассмотрена плоская задача. Фактическое изменение вертикального напряжения σ_z в подобных условиях в полной мере еще не изучено. Существует представление, что в твердых породах изменения пригрузки, передаваемой скелетом породы, отсутствуют или незначительны.

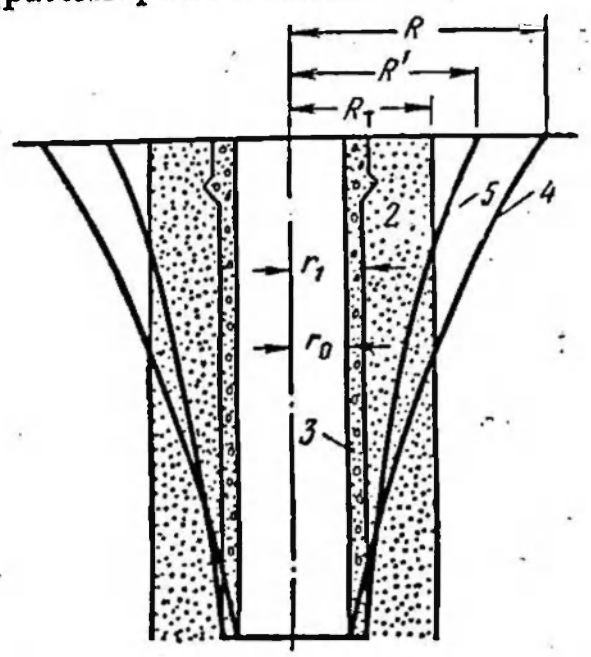


Рис. 47. Схема к расчету взаимодействия крепи с обводненными породами:

1 — массив пород; *2* — область затампонированных пород; *3* — крепь; *4* — окончательная депрессионная воронка, *5* — депрессионная воронка в момент ввода крепи в работу

Величину остаточного напора в породах для одиночного ствола можно определить, используя формулу Дюпюи:

$$Q = \frac{2{,}73kmS}{\lg R - \lg r_{ств}}; \qquad \text{(III.15)}$$

$$Q = \frac{2\pi kmS}{\ln \dfrac{R}{r_{ств}}}, \qquad \text{(III.15а)}$$

где Q — приток воды в напорных горизонтах; k—коэффициент фильтрации; m — мощность водоносного слоя; S — понижение уровня воды в стволе при откачке; $r_{ств}$ — радиус ствола вчерне.

Для простейшей системы (без закрепного и цементационного слоев) значение остаточного напора за крепью H_0 определяется путем приравнивания притоков воды к внешней поверхности крепи и внутрь ствола ($Q_1 = Q_0$):

$$H_0 = \frac{H}{\dfrac{k_{кр}}{k_{пор}}\left(\dfrac{\lg R - \lg r_1}{\lg r_1 - \lg r_0}\right) + 1}; \qquad \text{(III.16)}$$

$$\frac{H}{H_0} = 1 + \frac{\dfrac{k_{кр}}{k_{пор}} \ln \dfrac{R}{r_1}}{\ln \dfrac{r_1}{r_0}}, \qquad \text{(III.16а)}$$

где H — пьезометрический уровень вод в массиве за пределами депрессионной воронки; R — радиус влияния дренажа через

ствол; $k_{кр}$, $k_{пор}$ — коэффициенты фильтрации соответственно крепи и пород; r_1, r_0 — соответственно внешний и внутренний радиусы крепи.

Нетрудно видеть, что остаточный напор за водонепроницаемой крепью ($k_{кр} = 0$) равен H, что вполне отвечает действительности.

В многослойной системе (закрепный слой, слой пород, подвергшихся цементации, многослойная крепь) формула (III.16) верна для самого внутреннего слоя при соответствующей замене индексов:

$$H_1 = \frac{H_2}{\frac{k_1}{k_2}\left(\frac{\lg r_2 - \lg r_1}{\lg r_1 - \lg r_0}\right) + 1}. \qquad \text{(III.17)}$$

Здесь нумерация индексов идет, начиная с крепи (1 — крепь). Или

$$\frac{S_{кр}}{S_ц} = \frac{k_ц}{k_{кр}}\left(\frac{\ln \frac{r_{ств}}{r_0}}{\ln \frac{r_ц}{r_{ств}}}\right), \qquad \text{(III.17а)}$$

где $S_{кр}$ и $S_ц$ — падение напора соответственно в пределах крепи и зоны цементации; $k_ц$ — коэффициент фильтрации породы после цементации.

Значения остаточных напоров за вторым, третьим и т. д. кольцами найдутся путем приравнивания притоков к двум последующим смежным кольцам ($Q_n = Q_{n-1}$);

$$H_n = \frac{H_{n+1} + \frac{k_n}{k_{n+1}}\left(\frac{\lg r_{n+1} - \lg r_n}{\lg r_n - \lg r_{n-1}}\right) H_{n-1}}{1 + \frac{k_n}{k_{n+1}}\left(\frac{\lg r_{n+1} - \lg r_n}{\lg r_n - \lg r_{n-1}}\right)}. \qquad \text{(III.18)}$$

Очевидно, что для примыкающего к массиву пород кольца, например, затампонированного слоя, величина H_{n+1} будет равна H, k_{n+1} — есть коэффициент фильтрации массива, $r_{n+1} = R$.

Следует отметить, что радиус влияния R как некая постоянная величина имеет смысл только для условий установившегося режима фильтрации, который возможен лишь при наличии вблизи ствола, рассматриваемого в качестве дренирующей выработки, источника обеспеченного питания*.

Для водопосных горизонтов, характеризующихся достаточно высокой водообильностью, оценка возможных водопритоков в ствол и гидростатических давлений на крепь производится относительно просто и однозначно. Расчет возможных водопритоков

---

* Заметим, что формулы Кусакина и Зихардта, не имеющие никакого обоснования, применять не следует.

при этом ведется с целью обоснования необходимости и способов дренирования водоносных пород. Остаточный напор за крепью определяется выбранным способом и схемой дренажа.

Иначе обстоит дело с относительно слабо водообильными горизонтами, коэффициенты фильтрации которых сопизмеримы с возможной проницаемостью крепи, что характерно для подавляющего большинства стволов, проходимых в обычных горно-геологических условиях. При отсутствии обеспеченных источников питания подземных вод рассматриваемого водоносного горизонта зона влияния дренажа определяется его фильтрационными свойствами и продолжительностью дренирования. Для условий квазистационарного режима фильтрации используется «расчетный» или условный радиус влияния $\bar{R}(t)$, определяемый по формуле *

$$R(t) = 1{,}5\sqrt{at},$$

где a — коэффициент пьезопроводности водоносного горизонта, м²/сут; t — время от начала дренирования, сут.

По физическому смыслу условный радиус влияния является расчетным параметром, при подстановке которого в формулу Дюпюи можно определить приток к стволу, а также понижение пьезометрического уровня в зоне, удовлетворяющей условию

$$\frac{r^2}{at} < 0{,}4,$$

где r — расстояние от центра ствола до точки, в которой определяется понижение.

Таким образом, величина возможного водопритока в ствол должна оцениваться с учетом его изменения (уменьшения) во времени.

В процессе гидрогеологических исследований на участке заложения ствола, необходимо руководствоваться «Методическими указаниями»**, регламентирующими получение необходимых параметров для каждого водоносного горизонта и в том числе коэффициента пьезопроводности.

Как следует из соотношений (III.16), остаточный напор за крепью не зависит от общего притока, а определяется лишь соотношением фильтрационных свойств породы и крепи.

Принимая средние размеры сечения ствола $r_0 \approx 2{,}5$,***

---

* Бочевер Ф. М. Теория и практические методы гидро-геологических расчетов эксплуатационных запасов подземных вод. М., «Недра», 1968, 325 с.

** Методические указания по определению гидрогеологических параметров при разведке и освоении угольных месторождений. Л., ВНИМИ, 1974, 139 с.

*** Толщина крепи выбрана из следующих соображений: если за крепью большой толщины остаточный напор отсутствует, то он отсутствует и за тонкой. Полному напору за крепью большой толщины соответствует несколько сниженный за тонкой, что идет в запас надежности. Поэтому для практических расчетов остаточных напоров при неизвестной толщине крепи целесообразно принимать большую толщину (для бетона 500 мм).

$r_{ств} \approx 3$ м и считая крепь практически *непроницаемой, если* напор за нею снижается не более чем на 20% *от естественного* для разумных пределов изменения $R(t) \approx 100—500$ м из выражения (III.16, *а*) получаем: $k_{пор}/k_{кр} > (80 \div 100)$. *Следовательно,* крепь можно рассматривать как практически *непроницаемую,* если коэффициент фильтрации породы превосходит *эффективный* коэффициент фильтрации крепи не менее, чем в 100 раз.

Аналогично, считая крепь сильно проницаемой, *если* остаточный напор за нею не превышает 20% от естественного, получим: $k_{пор}/k_{кр} < (4—8)$. Следовательно, крепь *можно считать* весьма проницаемой, если коэффициент фильтрации пород более чем в 4 раза превышает эффективный коэффициент фильтрации крепи.

Для промежуточных условий, когда $4 < k_{пор}/k_{кр} < 100$, проницаемость крепи следует считать соизмеримой с проницаемостью массива и обязательно производить оценку остаточных напоров.

Если принять по данным ВНИИГ и ВНИИОМШС коэффициент фильтрации бетона изменяющимся в диапазоне 10^{-5}—10^{-3} м/сут, то при коэффициенте фильтрации пород $k_{пор} < 10^{-4}$ м/сут бетонная крепь всегда должна рассматриваться как проницаемая (остаточный напор за крепью считается равным нулю)*, а при $k_{пор} > 0{,}1$ м/сут бетонную крепь можно считать непроницаемой (на нее воздействует полный напор)**.

Рассматривая возможные способы защиты шахтных стволов от подземных вод, следует отметить, что кардинальным средством снижения гидростатических напоров на крепь во всех случаях является закрепный дренаж. Используемая на практике цементация прилежащей к крепи зоны пород не всегда оказывается эффективной.

Особо следует подчеркнуть, что снижение притока в ствол отнюдь не равнозначно снижению напоров за крепью. Если допустить, что глубина цементации пород составляет в среднем 5 м (т. е. $r_ц \approx 8$ м) и считать, что при $S_{кр}/S_ц > 5$ зона цементации практически не снижает напора, а при $S_п/S_{кр} < 1/5$ гидростатическое давление на крепь практически полностью снимается в результате цементации, то получим следующие приближенные оценки: при $k_ц/k_{кр} < 1$ — имеет место полное снижение напора за крепью; при $k_ц/k_{кр} > 20$ — цементация пород не приводит к желаемому эффекту.

Нетрудно показать, что снижение водопритоков находится в ином соотношении с фильтрационными параметрами. Так,

---

* Фактически рекомендации СНиП II-М 4.—65 относятся только к этому случаю.

** Учитывая дополнительную проницаемость бетонной крепи вследствие наличия швов, можно показать, что указанные границы сместятся в сторону больших значений; однако при большой проницаемости пород потребуются меры по снижению притоков.

например, в случае малопроницаемой крепи десятикратное уменьшение коэффициента фильтрации пород путем цементации снизит возможную величину водопритока примерно в 4 раза и вместе с тем почти не изменит остаточного напора за крепью. Желаемого эффекта в смысле одновременного решения задач уменьшения водопритоков в ствол и снижения напора за крепью можно достигнуть, если наряду с цементацией предусматривать специальные мероприятия по увеличению проницаемости самой крепи.

При определении величины смещений $U_{r(a)}$, входящих в формулу (III.14), следовало бы учитывать действие объемных сил. Предполагая, в частности, что кольцо с внешним радиусом b и внутренним a, загружено гидростатическими объемными силами, направленными по радиусу к центру, считаем их постоянными, что отвечает линейному закону изменения напоров по толщине кольца. При малой толщине кольца подобное упрощение не внесет существенных искажений.

В случае полярно-симметричной задачи уравнение теории упругости в перемещениях имеет следующий вид:

$$\left(\frac{d^2}{dr^2}+\frac{1}{r}\frac{d}{dr}-\frac{1}{r^2}\right)U=-\frac{1-\mu^2}{E}F, \qquad \text{(III.19)}$$

где F — объемные силы; E, μ — упругие характеристики кольца.

Величина искомых радиальных смещений, исходя из уравнения (III.19), определяется по формуле

$$U=Ar+\frac{B}{r}-\frac{(1-\mu^2)Fr^2}{3E}, \qquad \text{(III.20)}$$

где A и B — неизвестные коэффициенты, устанавливаемые из граничных условий.

В данном случае

при $r=a$, $\sigma_r=0$;

при $r=b$, $\sigma_r=0$.

Используя известное выражение для напряжений

$$\sigma_r=\frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{dU}{dr}+\mu\frac{U}{r}\right), \qquad \text{(III.21)}$$

получаем следующие значения коэффициентов:

$$A=\frac{(b^3-a^3)(1-\mu)(2+\mu)F}{3E(b^2-a^2)};$$
$$B=\frac{a^2b^2F(1+\mu)(2+\mu)}{3E(b+a)}. \qquad \text{(III.22)}$$

С учетом найденных выражений (III.22) окончательная формула для радиальных перемещений кольца имеет вид:

$$U=\frac{Fr}{3E}\left[\frac{(1-\mu)(2+\mu)(a^2+ab+b^2)}{a+b}+\frac{a^2b^2(1+\mu)(2+\mu)}{(a+b)r^2}-(1-\mu^2)r\right]. \qquad \text{(III.23)}$$

Тогда итоговые формулы для расчета напряжений:

$$\sigma_r = \frac{(2+\mu)F}{3}\left[\frac{b^3-a^3}{b^2-a^2} - \frac{a^2b^2}{(a+b)r^2} - r\right];$$

$$\sigma_\theta = \frac{(2+\mu)F}{3}\left[\frac{b^3-a^3}{b^2-a^2} + \frac{a^2b^2}{(a+b)r^2} - \frac{(1+2\mu)}{2+\mu}r\right]. \quad \text{(III.24)}$$

В случае необходимости более точного учета формы депрессионной кривой в пределах рассматриваемых колец следует вместо F взять тот или иной закон изменения напоров и найти новый вид формулы (III.23). Расчеты, однако, показывают, что учет объемного характера гидродинамических сил в тонкой крепи не дает существенных изменений поля напряжений по сравнению с задачей Ламе.

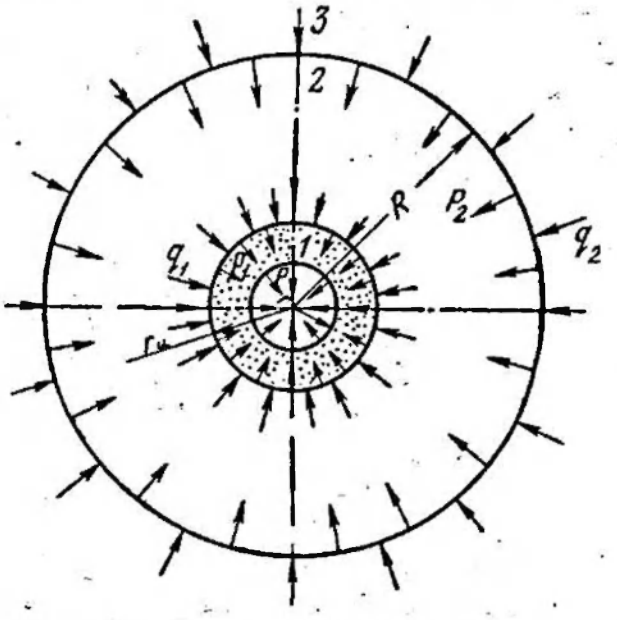


Рис. 48. Схема действия сил при образовании тампонажной завесы:
1 — область затампонированных пород; *2* — породы в пределах депрессионной воронки; *3* — породы вне депрессионной воронки

Предложенный подход позволяет приближенно оценивать реактивные силы связи крепи с породами. Сравнивая величину этих сил с прочностью контакта можно судить о сохранности последнего. Силы связи с породами играют важную положительную роль, снижая напряжения в крепи. Если контакт окажется нарушенным, то напряжения в крепи полностью определятся воздействием гидродинамического давления. Когда стволы проходят в водоносных породах по предварительно затампонированной зоне, напряженность обнажений, определяющая их стойкость, отличается от обычных условий [65].

Вследствие дренирования воды * возникает дополнительная нагрузка на кольцевые области пород (рис. 48), равная разности напоров на их поверхностях. Последняя вызывает реакции связи между этими областями пород. Тогда на контактах (см. рис. 48) действуют следующие дополнительные нагрузки:

на контакте 3—2

на внешний массив $p_2 + s_2 = F_2$; на кольцо $p_2 + s_2 + q_2 = F_2 + q_2$;

на контакте 2—1

---

* Снижение напора может вызвать и уменьшение бокового распора в скелете пород, однако здесь это не учитывается, т. е. рассматриваются не полные исходные средние напряжения в обводненном массиве, а обычные напряжения от веса пород.

на кольцо $2\ p_1 + s_1 = \bar{F}_1$; на кольцо $1\ p_1 + s_1 + q_1 = \bar{F}_1 + q_1$, где $p_{1,2}$ — снимаемые напряжения (разгрузка); $s_{1,2}$ — напряжения связи при действии гидростатического давления; $q_{1,2}$ — давление воды, равное соответствующему градиенту напоров на толщине кольца.

Перемещения для колец определяется по формуле Ламе, а для массива по следующей (учитывая, что $u = 0$ при $r \to \infty$) формуле:

$$U_3^{(a)} = \frac{F_2 R\,(1+\mu_0)}{E_0}, \qquad \text{(III.25)}$$

где E_0 — модуль упругости пород.

Приравнивая перемещения на контактах и вводя отрицательные знаки для q_1 и q_2 (сжатие), получаем дополнительные напряжения в затампонированном слое:

$$\sigma_r^0 = \frac{\left[p-(F_1-q_1)\,r_1^2 r_{\text{ц}}^2\right]}{\left(r_{\text{ц}}^2-r_1^2\right)r^2} - \frac{pr_1^2-(F_1-q_1)\,r_{\text{ц}}^2}{r_{\text{ц}}^2-r_1^2};$$

$$\sigma_0^0 = \frac{\left[(F_1-q_1)-p\right]r_1^2 r_{\text{ц}}^2}{\left(r_{\text{ц}}^2-r_1^2\right)r^2} + \frac{(F_1-q_1)\,r_{\text{ц}}^2-pr_1^2}{r_{\text{ц}}^2-r_1^2}, \qquad \text{(III.26)}$$

где

$$F_1 = \frac{2E_0 r_1^2 p - 2E_{\text{ц}}(1+\mu_0)\left(r_{\text{ц}}^2-r_1^2\right)q_2 + E_0\left[(1-\mu_{\text{ц}})\,r_{\text{ц}}^2+(1+\mu_{\text{ц}})\,r_1^2\right]q_1}{E_{\text{ц}}(1+\mu_0)\left(r_{\text{ц}}^2-r_1^2\right)+E_0(1-\mu_{\text{ц}})\,r_{\text{ц}}^2+E_0(1+\mu_{\text{ц}})\,r_1^2},$$

p — горизонтальное напряжение в нетронутом массиве, принимаемое для глубоких горизонтов равным γH, взятое по абсолютному значению; q_1 — абсолютное значение остаточного напора на границе зацементированной зоны; q_2 — абсолютное значение разности напора в массиве и на границе зацементированной зоны; $E_{\text{ц}}$ и $\mu_{\text{ц}}$ — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона сцементированных пород; $r_{\text{ц}}$ — радиус затампонированной зоны.

Полные напряжения (напряжения в породах будут несколько меньшими вследствие влияния забоя ствола) являются алгебраической суммой дополнительных напряжений σ_r^0 и σ_β^0 и отрицательных по знаку (сжатие) первоначальных напряжений в массиве p. Можно видеть, что эти напряжения минимальны при $q_1 = q_2 = 0$, т. е. в обычных условиях, и формулы переходят в известные.

Очевидно, что область применения этих формул ограничивается упругой областью работы массива пород и крепи. Кроме того, здесь не учитывается изменение деформационных свойств пород и крепи, поры которых полностью или частично заполнены жидкостью.

Аналогично тому как это было сделано для крепи, можно установить при принятых ранее параметрах системы граничные

отношения коэффициентов фильтрации пород массива и затампонированных пород. Так, при $k_{пор}/k_ц > (10—17)$ можно практически считать, что на зону затампонированных пород воздействует полное гидростатическое давление, а при $k_{пор}/k_ц < (0{,}625—1{,}06)$ — давление воды на нее отсутствует. Для промежуточных условий остаточный напор за тампонажной зоной следует рассчитывать по формуле (III.16), если крепь отсутствует, заменив $k_{кр}$ на $k_ц$.

При наличии крепи остаточный напор можно определить из выражения, полученного решением системы уравнений (III.17) и (III.18):

$$H_1 = \frac{H_3}{A(Б+1)+1},$$

где

$$A = \frac{k_1}{k_2}\left(\frac{\lg r_2 - \lg r_1}{\lg r_1 - \lg r_0}\right);$$

$$Б = \frac{k_2}{k_3}\left(\frac{\lg \frac{R(t)}{r^2}}{\lg \frac{r_2}{r_1}}\right).$$

Отметим также, что если рассчитывать на полное гидростатическое давление в массиве, то для глубоких стволов, пересекающих высоконапорные горизонты, потребуется сложная и дорогостоящая крепь. Кроме того, последующий тампонаж под давлением, большим гидростатического, потребует еще более мощной и прочной крепи, чем это необходимо по условиям природного давления. С этой точки зрения и с целью облегчения крепи могут оказаться полезными меры по снижению действующих напоров в период проходки и крепления путем фильтрации воды через крепь, общим водопонижением, устройством дренажных трубок и т. п.

Некоторые соображения о нагруженности крепи стволов на больших глубинах в обычных условиях. В настоящее время отсутствуют данные о нагруженности крепи стволов на больших глубинах (900—1500 м). Однако опыт сооружения и поддержания глубоких стволов, а также данные исследований до глубин 800 — 900 м позволяют высказать некоторые соображения по поводу крепи стволов глубоких шахт.

Замеры нагрузок на крепь на глубинах до 800—900 м показали чрезвычайно слабую зависимость величины нагрузок от глубины.

«Временная инструкция по расчету крепи вертикальных шахтных стволов вне зоны существенного влияния очистных работ, применительно к условиям типа Донбасса» [30] предусматривает расчет крепи до глубины 1200 м. Ниже этой глубины расчетные нагрузки могут быть приближенно подсчитаны в предположении, что прирост их с глубиной в рассматриваемых пределах не превысит взятого с запасом темпа прироста на глубинах

менее 1200 м. Тогда нормативные значения среднего давления потерявших стойкость пород на крепь диаметром 6 м в свету можно для больших глубин и обычных горно-геологических условий представить рядом значений для протяженного участка ствола, приведенных в табл. 22.

Таблица 22

Глубина, м	Средняя нагрузка на крепь, тс/м²			
	при последовательном и параллельном способах проходки при углах падения пластов		монолитную из быстротвердеющего бетона при совмещенном способе проходки со створчатой опалубкой при углах падения пластов	
	до 30°	более 30°	до 30°	более 30°
600—800	7	9	11	13
800—1200	8	10	13	15
1200—1400	9	12	15	17
1400—1600	11	13	17	20

Обычные горно-геологические условия глубоких горизонтов Донбасса характеризуются широким развитием весьма прочных пород, которые будут сохранять устойчивость вблизи стволов до значительных глубин. В таких условиях крепь и на глубоких горизонтах будет выполнять не грузонесущие, а функции предохранительной и ограждающей оболочек. Поэтому можно предположить, что рациональной для этих условий будет также тонкостенная крепь-оболочка и, в частности, крепь из набрызгбетона.

В большинстве случаев не понадобится толстой крепи и на участках, залегающих в нестойких слоях, о чем свидетельствуют данные табл. 23, в которой приведены необходимые толщины монолитной бетонной крепи (М150), подсчитанные по данным работы [30] в соответствии с нагрузками, приведенными в табл. 22.

Анализ зарубежного опыта поддержания выработок глубоких горизонтов также подтверждает эту точку зрения. Так, в ФРГ в одной из шахт восточной части Рурского бассейна на глубине 960 м грузовая ветвь околоствольного двора была закреплена набрызгбетоном. Площадь сечения выработки в проходке составила 48 м². Кроме того, набрызгбетоном были закреплены обгонная ветвь, водосборник и другие выработки, которые находились в непосредственной близости от ствола. Грузовая и обгонные ветви пройдены вкрест простирания (угол падения пород около 65°) по песчаникам, песчанистым и иногда глинистым сланцам. Толщина крепи в зависимости от пересекаемых пород 5—10, 10—15 см. Свод выработок усилен металлической сеткой. Наблюдения пока-

Таблица 23

Глубина, м	Толщина крепи, мм					
	при параллельном и последовательном способах проходки при углах падения пластов			из быстротвердеющего бетона при совмещенном способе проходки со створчатой опалубкой при углах падения пластов		
	до 10°	10—30°	30°	до 10°	10°—30°	30°
600—800	115	150	220	160	190	260
800—1200	135	175	245	190	225	305
1200—1400	150	200	300	225	260	345
1400—1600	190	245	325	255	300	415

зали, что крепь из набрызгбетона работает весьма удовлетворительно даже в слабых породах, где во время проходки происходили обрушения. В Канаде на золотом рудпике «Мак-Уинтайр» на глубине 2000 м выработки (штреки) крепят комбинированной крепью: штанговой с металлической сеткой и набрызгбетоном.

Более прочная крепь потребуется в местах пересечения стволом слабых пучащих пород и угольных пластов, а также на сопряжениях с околоствольными дворами и другими примыкающими выработками.

Данные обследования показали, что нарушения крепи чаще всего происходят на участках пересечения прослойков и слоев глинистых сланцев с прочностью на одноосное сжатие менее 600 кгс/см^2. После нарушения крепи выдавливание пород наблюдается продолжительное время. Интенсивность выдавливания усиливается в зонах опорного давления и в случаях, когда глинистый сланец залегает между мощными слоями более прочных пород. Так, в настоящее время в Центральном районе Донбасса среди других причин нарушений крепи стволов уже отмечаются повышенные нагрузки на крепь, действующие на больших глубинах. И хотя протяженность таких участков пока невелика (80 м, что составляет 2,8% от протяженности всех нарушенных участков и 0,2% от протяженности стволов), в дальнейшем она видимо возрастет и в других районах с аналогичными условиями.

§ 12. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

В соответствии с экспериментальными данными, приведенными здесь и в главе II, можно выделить четыре схемы механического состояния пород вблизи стволов и их взаимодействия с крепью.

I схема. После образования в массиве энергией взрыва полости породы вблизи обнажений нарушены незначительно, однако механическое состояние их таково, что они сохраняют стойкость

и линейную зависимость (в куске) между деформациями и напряжением. За нарушенной зоной действующие в массиве и на границе нарушенной зоны напряжения не превышают предела прочности на одноосное сжатие. Породы в пределах нарушенной зоны разгружены от действующих в массиве напряжений. Напряжения поэтому концентрируются на границе нарушенной зоны.

При образовании выработки комбайном или буровой установкой нарушенная зона отсутствует и напряжения концентрируются на контуре. В таких условиях вблизи выработки реализуются упругие перемещения и механические процессы в массиве практически затухают, так как временные деформации отсутствуют. В реальных условиях это означает, что выработка в течение неограниченного времени может поддерживаться без крепи. Однако во избежание случайного выпадения отдельных нарушенных взрывными работами кусков породы и для предотвращения воздействия эрозии породные стенки изолируются предохранительными видами крепи: например, набрызгбетонной, либо конструкционной пластмассовой.

Нагруженность крепи в этом случае будет равна нулю, либо отдельные ее части будут работать в режиме заданной нагрузки [82]. Долговечность и надежность такой крепи и выработки в целом будет определяться степенью ее устойчивости по отношению к воздействию агрессивных агентов (если таковые имеются), которые могут содержаться в окружающей среде (агрессивные подземные воды, рудничная атмосфера и др.), а также степенью сопротивления монтажным, эксплуатационным (динамические воздействия от движения подъемных сосудов) и случайным (аварийное падение в ствол различных предметов) нагрузкам. Оценка напряженного состояния пород вблизи ствола в этом случае может быть произведена по формулам (II.30). Устойчивость массива можно в этом случае оценивать условиями (III.10).

II схема. Породы вблизи выработки нарушены вследствие воздействия высоких динамических напряжений, либо не нарушены при проходке комбайнами и буровыми установками. В породах реализуются упругие перемещения, однако с течением времени в массиве могут возникнуть при отсутствии крепи механические процессы, вызываемые небольшими временными деформациями пород.

В реальных условиях это будет означать, что для предотвращения небольших временных деформаций необходимо возведение ограждающей крепи, которая в дальнейшем установит равновесие в системе «массив—ограждающая крепь», и временные деформации затухнут. В качестве ограждающей может быть, например, рекомендована набрызгбетонная, либо комбинированная (набрызгбетонная с железобетонной штанговой и металлической сеткой) крепь. В этом случае крепь будет работать в режиме заданной нагрузки, а долговечность и надежность ее будут определяться теми же условиями, что и в предыдущем случае (схеме).

Устойчивость пород оценивается соотношением (III.11), а напряжения определяются по формулам (II.12), (II.13), (II.14) и (II.18).

III схема. Породы вблизи выработок нарушены интенсивно вследствие воздействия высоких динамических напряжений, вызванных взрывными работами, либо рабочими органами комбайнов и буровых установок. Кроме того, в силу воздействия высоких статических напряжений в породах за пределами нарушенной зоны интенсивно развиваются неупругие деформации и, в том числе, временные.

В реальных условиях это будет означать, что если в выработке не установить грузонесущую крепь, которая сможет предотвратить опасные деформации пород, то произойдет их обрушение, после чего в массиве неупругое деформирование снова возобновится (пластическое деформирование и незатухающая ползучесть). В этом случае крепь будет работать в режиме взаимовлияющей деформации, когда смещения массива заметно зависят от сопротивления и перемещения крепи, уменьшаясь с увеличением реактивного ее сопротивления. Иначе говоря, крепь будет закономерно нагружаться, а долговечность и надежность ее будут зависеть не только от факторов, отмеченных в предыдущих схемах, но и от конструктивных параметров, которые в каждом конкретном случае определяются механическим состоянием пород и механической характеристикой крепи. Устойчивость пород оценивается соотношением (III.12), а оценка их напряженного состояния производится по тем же формулам, что и в предыдущем случае.

IV схема. Механическое состояние пород соответствует I и II схемам, однако массив содержит, кроме того, напорные воды. При этом могут быть три случая:

а) в выработке возводится водонепроницаемая крепь; тогда в формуле (III.16) $k_{кр} = 0$ и остаточный напор за крепью равен полному напору соответствующего водоносного горизонта;

б) в выработке возводится водонепроницаемая крепь, на которую действует остаточный напор; если породы предварительно тампонируются, то в них возникают при дренаже дополнительные напряжения, суммируемые с напряжениями в нетронутом массиве;

в) возводимая крепь весьма проницаема по сравнению с породами; напряженное состояние крепи определяется только давлением горных пород; предварительно затампонированные породы испытывают дополнительные к массиву напряжения вследствие дренажа.

В реальных условиях при проходке стволов по прочным породам, содержащим водоносные высоконапорные горизонты, необходимо производить предварительный тампонаж с поверхности или забоя ствола. В случае если породы не принимают тампонажные растворы, необходимо организовать дренажные (осушительные) работы, которые позволят существенно снизить напоры и применить менее прочную и менее мощную крепь.

ГЛАВА IV

ВЫБОР УСЛОВИЙ ПОДДЕРЖАНИЯ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА КРЕПИ СТВОЛОВ ВНЕ ЗОНЫ ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

§ 13. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСЛОВИЙ РАЦИОНАЛЬНОГО ПОДДЕРЖАНИЯ И ВЫБОР ПРИМЕНЯЕМЫХ ТИПОВ КРЕПИ В ОБЫЧНЫХ УСЛОВИЯХ

Для обеспечения условий рационального поддержания и выбора типа крепи в конкретных условиях необходимо решить целый ряд задач в процессе проектирования, проходки и эксплуатации стволов. От того, насколько будут учтены особенности конкретных массивов пород в районе проходки ствола в период изысканий и проектирования, зависят условия его сооружения. В свою очередь условия сооружения ствола и принятый тип крепи существенным образом влияют на условия его поддержания, надежность в эксплуатации и долговечность.

Таким образом, все периоды, начиная с изысканий и проектирования и кончая условиями эксплуатации, взаимосвязаны и представляют единую цепь в обеспечении условий рационального поддержания стволов.

Нерациональным сочетанием типа крепи и последовательности проходки можно создать тяжелые условия для крепи даже там, где при правильном сочетании она может оказаться практически не нагруженной сколько-нибудь существенно.

В связи с этим рассмотрим более подробно искусственные (технологические) факторы, которые оказывают существенное влияние на условия сооружения ствола, а также на условия работы и выбор типа крепи.

Проходка стволов с предварительным тампонажем водоносных пород. Способ проходки стволов с предварительным тампонажем водоносных пород в отечественной практике считается специальным, хотя он должен обязательно применяться в соответствии со СН и П III—Б.9—69 в случаях, когда ожидаемый приток в ствол из водоносного горизонта составит свыше 8 м³/ч. В зарубежной практике этот способ считают одним из обычных составных частей проходческого цикла. Применяют его при пересечении всех водоносных пород независимо от ожидаемого водопритока.

Отметим, что в нашей стране этот способ получил более широкое распространение в последние 10—12 лет и в настоящее время превышает половину всего объема проходки стволов специальными способами.

Анализ результатов применения этого способа более чем на 400 стволах (100 в СССР и 300 — в зарубежных странах) с целью оценки его эффективности приводится в работе [33]. В табл. 24 приведены данные об остаточных притоках в стволы после предварительного тампонажа. Из таблицы следует, что в отечественной практике проведение тампонажных работ еще не всегда эффективно, а остаточные притоки весьма существенны. Это приводит к снижению качества монолитной бетонной, а также сдерживанию и ограничению применения набрызгбетонной и комбинированной крепей, что неизбежно сказывается на ухудшении условий поддержания стволов.

Таблица 24

Остаточный приток после проведения тампонажа, м³/ч	Число стволов, %	
	в СССР	в зарубежных странах
0—2,5	20	62,6
2,5—5,0	19	17,8
5,0—7,5	16	7,0
7,5—10,0	11	4,6
10,0—12,5	6	2,0
12,5—15,0	6	1,8
Более 15,0	22	4,2

Анализ отдельных случаев и практики тампонажных работ в целом показывает, что в большинстве случаев у нас для тампонажа применяются цементные растворы. Однако в связи с наименьшей проникающей способностью их необходимого эффекта в ряде мелкопористых и микротрещиноватых породах добиться не удается. Очень редко применяют в таких условиях силикатизацию и химизацию, хотя силикатные и химические растворы в силу их малой вязкости и бесструктурности проникают в трещины и поры гораздо лучше цементных.

В зарубежной практике применяют широкий ассортимент тампонажных растворов — от грубодисперсных цементных до бесструктурных, не содержащих твердых частиц. Именно по этой причине составы наших тампонажных растворов не соответствуют проницаемости тампонируемых пород.

В табл. 25 приведены данные о рациональной области (степень трещиноватости пород) различных тампонажных материалов.

Величина тампонажной заходки при одном и том же растворе существенно влияет на качество (однородность) завес. При большой величине заходки пересекаются породы с разной проницаемостью. Поэтому для достижения однородных качественных завес необходимо тампонажный материал подбирать в соответствии

Таблица 25

Материал для приготовления тампонажного раствора	Оптимальная область применения	
	в трещиноватых породах с раскрытием трещин, мм	в пористых и несвязных породах с коэффициентом фильтрации, см/с
Цемент	Не менее 0,15	Не менее 10^{-1}
Коллоидный цемент	0,15—0,08	10^{-1}—10^{-3}
Кремнекислый натрий	0,15—0,03	10^{-1}—10^{-4}
Карбамидные смолы	0,05—0,01	10^{-3}—10^{-5}
Резорцино-формальдегидные смолы	0,03—0,01	10^{-4}—10^{-5}

с проницаемостью пород, а величину заходки ограничивать мощностью пересекаемого водоносного слоя, в пределах которого проницаемость изменяется несущественно.

Таким образом, величина заходок может колебаться в широких пределах: от 1—2 до 40—60 м.

Вопросы целостности и долговечности тампонажных завес имеют прямое отношение к условиям сооружения и поддержания стволов. Нарушение тампонажной завесы в процессе ведения буровзрывных работ может привести к увеличению водопритоков и даже затоплению стволов. Такие случаи в практике проходки с предварительным тампонажем имели место. К аналогичным результатам может привести разрушение тампонажного материала завес вследствие воздействия агрессивных подземных вод и введения в цементный раствор некоторых добавок, ускоряющих сроки схватывания. Так, добавка жидкого стекла приводит к образованию нового соединения Na_2O, которое разрушает структуру камня.

В последние годы имеются примеры успешной проходки стволов по предварительно затампонированным с поверхности [33 и др.] (Донецко-Макеевский район) и из забоя породам. Имеются примеры применения силикатизации (шахтоуправление Кураховское в Донбассе), глиноцементного раствора (шахта «Нагольганская» комбината Донбассантрацит) и химизации (шахта «Краснoармейская-Капитальная» комбината Краснoармейскуголь). Однако на той же шахте «Краснoармейская-Капитальная» при тампонаже мелкопористых песчаников m_8Sm_9, $m_7Sm_8^2$ и $m_6^1Sm_6^2$ в интервалах глубин 370—570 м положительного эффекта цементация не дала. Поэтому потребовалось усилить крепь применением чугунных тюбингов. Тем не менее в одном из случаев (вентиляционный ствол № 3) даже двухслойная крепь с внешней металлической оболочкой была нарушена и лишь после этого прибегли к дренированию водоносного горизонта.

Отметим также, что наряду с водоподавлением, тампонаж трещиноватых прочных и химическое укрепление слабых неустойчивых пород приводит к их общему упрочнению вблизи подземных выработок. Последнее направление у нас в стране получило признание сравнительно недавно, однако начинает применяться широко [13, 97 и др]. В зарубежной практике (США, Канада, Франция, Япония, Англия, ФРГ и др. страны) химизация находит широкое применение как для водоподавления, так и для упрочнения слабых горных пород [97]. Наибольшее распространение получил состав АМ-9 фирмы «Американ сайанамид Компани», а также «Цианолок № 62». Применяются также для этой цели эпоксидные и полиэфирные смолы, а также различного рода силикатные составы. Широко известен тампонажный материал японской фирмы «Сумисойл».

Перечисленные материалы используются для водоподавлений и упрочнения пород и угля при проходке стволов, тоннелей, горизонтальных выработок и камер различного назначения.

Способы прогнозирования и борьбы с газодинамическими явлениями при сооружении вертикальных стволов. Вопросы прогнозирования и борьбы с газодинамическими явлениями подробно рассмотрены в специальной горнотехнической литературе [32, 101, 114, 142 и др.] и поэтому детально анализироваться здесь не будут.

В настоящее время из способов прогнозирования можно отметить следующие. В районах, где зарегистрированы различные динамические явления, следует обращать внимание на их приуроченность к определенным геологическим структурам, вторичным складкам, зонам вторичных поднятий, к отдельным геологическим нарушениям. Таким образом представляется возможным определить наиболее опасные участки еще на стадии детальной геологической разведки шахтных полей и с учетом этого намечать схему вскрытия и подготовки, располагая основные выработки так, чтобы они не попадали в выбросоопасные зоны.

В действующих шахтах может быть использован способ сейсмоакустических наблюдений, а также магниторазведка, так как в тектонически напряженных зонах плотность пород увеличивается.

Используется также метод аналогии, когда в пределах выбросоопасных пород или пластов на других участках уже проходились выработки и были зарегистрированы газодинамические явления.

При прогнозировании динамических явлений учитывают наличие различного рода предвестников: повышенное измельчение пород при взрывании, трески и удары в массиве, стреляние и чешуйчатое расслоение пород по плоскостям, параллельным забою выработки, дискование керна при колонковом бурении скважин в очень напряженных зонах. Последний способ нашел на практике широкое распространение.

В качестве мер борьбы с газодинамическими явлениями применяют следующие: дегазацию угольных пластов, пропластков и газоносных пород, предварительную отработку защитных пластов, бурение опережающих скважин и создание разгрузочных щелей, предварительное увлажнение массива пород и угля, изменение параметров буровзрывных работ и устройство заградительных перемычек. При рассечке сопряжений в выбросоопасных породах ствол углубляют ниже почвы сопряжения на 1,5—2,0 м, либо перекрывают полком. Эти меры предусматриваются для гашения (закупорки) выброса. В качестве мер борьбы и предотвращения выбросов применяют сотрясательное и камуфлетно-сотрясательное взрывание. В последнее время интенсивно ведутся работы по созданию комбайнов для проходки выработок в выбросоопасных породах, что должно существенно снизить количество и интенсивность выбросов с учетом ликвидации динамических импульсов и иного механического состояния пород вблизи выработок, сооружаемых комбайновым способом.

В условиях проходки вертикальных стволов выбор мер борьбы и предотвращения выбросов еще более ограничен. К таким способам относятся: торпедирование, увлажнение породного массива и изменение паспорта буровзрывных работ, применение зарядов с демпфирующими прокладками и в перспективе может быть рассмотрен способ применения буровых установок при подходе ствола к выбросоопасным породам.

При вскрытии пластов, опасных по выбросам угля и газа, применяют, кроме того, каркасную крепь, а также дренажные скважины малого и большого диаметра. Иногда практикуется способ вскрытия пласта из выработок действующей шахты.

Технологические схемы проходки стволов. Технологические схемы проходки стволов подразделяют на: последовательную (последовательность операций по проходке и возведению крепи), параллельную (одновременное выполнение операций по проходке и возведению крепи на расстоянии 20—40 м от забоя), параллельно-щитовую (одновременное выполнение операций по проходке и возведению постоянной крепи без применения временной крепи) и совмещенную (выемка породы и возведение крепи производится в призабойном пространстве вслед за подвиганием забоя без временной крепи).

В последнем случае применяют монолитную бетонную крепь из быстротвердеющего бетона, возводимую с помощью передвижной металлической створчатой опалубки и спуском бетона по трубам. Такая схема проходки стволов в отечественной и зарубежной практике получила наибольшее распространение и считается экономичной, прогрессивной и малотрудоемкой.

Однако отметим, что в слабых и средней устойчивости породах, а также на больших глубинах немедленное введение даже быстротвердеющей крепи в работу в условиях, когда проявляются наибольшие и интенсивные смещения пород в призабойной зоне,

вряд ли можно признать целесообразным, экономичным и прогрессивным. Такая схема будет наиболее выгодной и экономичной с точки зрения нагруженности и устойчивости крепи в прочных и мало смещающихся породах. В остальных случаях наиболее рациональной следует признать параллельную, либо параллельно-щитовую схемы. Здесь ввод крепи в работу производится через некоторый промежуток времени после реализации основных смещений пород. Вследствие этого, нагруженность крепи, особенно в первый период после ее возведения, значительно меньше, что позволяет применять крепь с меньшей несущей способностью.

Крепь вертикальных стволов. Рациональные условия поддержания стволов зависят не только от факторов естественного характера, связанных с состоянием и поведением окружающих массивов пород, но и от конструкции, параметров и материала крепи, а также от ее способности длительное время сопротивляться различного рода силовым и физико-химическим воздействиям естественного (массивы горных пород, подземные воды, состав окружающей атмосферы, температура и др.) и искусственного (технологическая схема проходки, способ и условия возведения крепи, взрывные нагрузки, нагрузки от движения подъемных сосудов и аварийные и многие другие) происхождения. Иначе говоря, на определенных этапах работы существенное значение имеют механические и физико-химические характеристики крепи.

В настоящее время для крепления стволов шахт и рудников наибольшее распространение получила монолитная бетонная крепь. Свыше 80% всех выработок околоствольных дворов угольных шахт также закреплены монолитным бетоном и железобетоном. Эта крепь (за исключением облегченной) по сравнению с другими самая дешевая, а процесс ее возведения поддается почти полной механизации. Следует также учитывать некоторое сцепление монолитного бетона с окружающими породами, вследствие чего уменьшаются изгибающие моменты, а нормальные и касательные напряжения в месте контакта с породами становятся величинами одного порядка. Отпор массива при монолитной бетонной крепи вследствие высокого коэффициента постели пород, контактирующих с бетоном, достигает больших значений. В условиях отпора пород она испытывает в основном сжимающие напряжения и способна воспринимать значительные нагрузки. Даже появление трещин в бетоне не означает, что несущая способность крепи исчерпана. В этом случае трещины играют роль своеобразных узлов податливости и шарниров, благодаря чему изгибающие моменты перераспределяются и крепь может длительное время без ремонта поддерживать равновесие в системе «крепь—массив пород» [47].

Структура, свойства, прочность, сопротивляемость бетона различного рода неравномерным нагрузкам, стоимость, а также

его долговечность в большой степени зависят от правильного подбора состава (рецептуры), марки и качества цемента, качества заполнителей, водоцементного отношения, добавок, увеличивающих сроки схватывания и твердения, пластичности, подвижности и сопротивляемости воздействию агрессивной среды. Исходные компоненты для приготовления бетонной смеси должны удовлетворять требованиям ГОСТ. Кроме того, необходимо соблюдать правила и требования в части сроков и тщательности перемешивания исходной смеси, транспортирования, условий приготовления и укладки, от чего зависят набор прочности и другие конечные параметры бетона. Перечисленные вопросы применительно к бетонам, используемым для возведения подземных выработок, и в том числе вертикальных стволов, подробно рассмотрены в работах [47, 51 и др.].

В зависимости от горно-геологической обстановки и условий возведения крепи, особенно при значительной обводненности, более целесообразно и экономически выгодно применять виброактивированные, высокомарочные, особо плотные и коллоидные бетоны. Особо следует отметить коллоидные бетоны, которые можно применять при значительных водопритоках и даже для подводного бетонирования.

Применение высокомарочных бетонов позволяет существенно снижать толщину крепи и экономить материалы. Так, по данным, приведенным в работе [47], переход от бетона марки 100 к 200 и 300 позволяет снизить стоимость крепи (по материалам) соответственно на 25% и 15%. Однако упомянутые бетоны, как правило, не находят широкого применения в шахтном строительстве. В настоящее время имеется очень много научно-технической и производственной литературы, а также различного рода руководств, требований и инструкций, посвященных проектированию подбора состава, изготовлению, транспортированию и укладке бетонных смесей. Разработаны и применяются оборудование, машины и механизмы для полностью механизированного и даже автоматизированного приготовления бетона. Действуют централизованные и пришахтные бетонные заводы и узлы. Однако для крепления подземных выработок используются в подавляющем большинстве случаев рядовые бетоны марки 150. При этом зачастую недостаточно учитываются горно-геологические и гидрогеологические условия, а культура и организация производства бетонных работ, начиная от приготовления бетонных смесей и кончая укладкой их в дело, все еще низка. Контроль за качеством бетона также во многих случаях недостаточен.

Таким образом, улучшение качества крепи — один из важнейших путей и резервов обеспечения условий рационального поддержания стволов.

В период сооружения и эксплуатации монолитной бетонной и железобетонной крепей они вступают в контакт с различного рода агентами окружающей водо-воздушной среды, причем за-

частую агрессивной. Вследствие этого в бетоне развиваются многообразные физико-химические и даже механические процессы, которые с течением времени приводят к коррозии и разрушающе действуют на материал крепи. Наиболее часто в практике строительства и эксплуатации стволов встречаются выщелачивающая и сульфатная агрессии (табл. 26).

Существенное влияние на состояние эксплуатируемой крепи стволов оказывает попеременное ее обмерзание и оттаивание, вызванное сезонными колебаниями температуры и влажности поступающего воздуха и неудовлетворительным состоянием калориферного хозяйства на шахтах [129]. В результате этого крепь разрушается в основном от давления льда, образовавшегося в трещинах, раковинах и порах, что объясняется различием коэффициентов температурного расширения льда и скелета бетона, а также увеличением объема воды при переходе из состояния жидкости в лед.

Для борьбы с этим явлением применяются морозостойкие водонепроницаемые плотные бетоны и обогрев стволов в зимнее время калориферными установками.

Горящие терриконы на поверхности, повышенное содержание вредных ядовитых газов в исходящей струе, поступающей из шахты, приводят к разрушению крепи вследствие взаимодействия агрессивных газов и их конденсатов с бетоном и его составными частями. В табл. 27 и 28 приведены данные о содержании ядовитых газов соответственно в воздухе вблизи горящих породных отвалов и в исходящей струе стволов. При этом влажность воздушной среды (до 60% — неагрессивна, от 60 до 75% — слабо агрессивна, выше 75% — агрессивна) играет большую роль при образовании агрессивного конденсата [92, 129]. В качестве мер борьбы могут быть рекомендованы следующие: бетоны повышенной плотности, применение специальных цементов (например, кислотоупорных), изоляция бетонных стенок специальными покрытиями, стойкими к воздействию агрессивных агентов, и некоторые другие.

В последние годы при ремонте действующих и сооружении новых стволов в соответствующих благоприятных условиях все большее применение находят облегченные крепи. К облегченным относятся следующие крепи: штанговая, торкрет-бетонная и набрызгбетонная, а также комбинированные: штанговая в сочетании с металлической сеткой (либо без нее) и последующим покрытием торкрет- или набрызгбетоном.

Набрызгбетон, состоящий из смеси цемента, заполнителей и воды, наносится на поверхность выработки или обнажения с помощью сжатого воздуха. При использовании заполнителей мелких (до 8 мм) фракций образуется торкрет-бетон, крупных (до 25—30 мм) — набрызгбетон.

Торкрет-бетон обычно наносят без добавок, в то время как набрызгбетонная смесь содержит ускорители схватывания и

Таблица 26

Виды агрессии	Процессы и характер протекания агрессии	Признаки	Меры борьбы
I. Выщелачивающая	Фильтрация вод через бетон с выносом составных частей цементного камня; растворение гидрата окиси кальция и вынос его из бетона—снижается прочность, увеличиваются пористость и водопроницаемость бетона	Белые пятна, подтеки, на поверхности бетона; образование кристаллов углекислого кальция	Применение плотных бетонов, использование глиноземистых и шлакопортландцементов, введение в бетонную смесь тонкомолотого трепела
II. Углекислая, магнезиальная и общекислотная а) углекислая	Взаимодействие углекислоты шахтных вод с гидратом окиси кальция и углекислым кальцием бетона и образованием легко выщелачивающегося бикарбоната кальция	То же	Увеличение плотности бетонов, применение быстротвердеющих шлакопортландцементов и пуццолановых цементов
б) магнезиальная	Взаимодействие сернокислого магния шахтных вод с гидратом окиси кальция, гидросиликатами и гидроалюминатами бетона с образованием гидрата окиси магния и гидрата глинозема; последние представляют непрочную аморфную массу	Белый налет на поверхности и в порах бетона, а затем белое аморфное вещество	Увеличение плотности бетонов, применение шлакопортланд-, пуццолановых и глиноземистых цементов. Наибольшей стойкостью обладает глиноземистый цемент
в) общекислотная	Взаимодействие кислот шахтных вод с бетоном, например серной, с образованием гипса	—	Увеличение плотности бетонов, покрытие их изолирующими оболочками, применение глиноземистого цемента
III. Сульфатная	Увеличение растворения цементного камня, образование кристаллов гипса, гидросульфоалюмината, рост кристаллов и разрушение цементного камня и бетона	Вытекание из трещин, раковин, пор сметанообразной массы, образование карбонатной корки с вздутиями; отслаивание корки; на границах вздутий натеки извести	Максимально плотный, вибрированный бетон с качественным заполнителем. Применение сульфатостойкого или глиноземистого цементов Допустимое содержание ионов $SO_4^{''}$ для портландцемента 250 мг/л, для сульфатостойкого 3000 мг/л. Изоляция бетона от шахтных вод, отвод шахтных вод от крепи, тампонаж водоносных пород, применение бетонов с поверхностно-активными добавками (*сульфитно-спиртовая барда*)

твердения (ОЭС, НКА и др.), предотвращающие сползание смеси под действием собственного веса. В последнее время Криворожским филиалом ВНИИОМШС совместно с Днепродзержинским цементным заводом разработаны Технические условия на набрызгцемент, применение которого позволит в некоторых условиях отказаться от добавок и значительно упростить технологию приготовления сухой смеси и возведение крепи.

Толщина одновременно наносимого слоя торкретбетона обычно не превышает 1,5—2 см, а набрызгбетона — 30 см. Отскок (щебень и песок) при торкретировании составляет 30—50%, при нанесении набрызгбетона 15—20%.

Применение штанговой крепи без набрызгбетона в качестве постоянной в большинстве случаев нецелесообразно, так как штанговая крепь даже в сочетании с металлической сеткой не может предохранить породные стенки от эрозии. Предпочтение следует отдавать железобетонной и полимер-бетонной штанговой крепи как наиболее надежной и долговечной [17].

Облегченные крепи, как правило, находят применение в хороших и обычных условиях (см. главу I табл. 11) при работе по I и II схемам (см. главу III), в связи с чем условия их работы резко отличаются от грузонесущей крепи.

Набрызгбетонные крепи применяют в стволах, где водопритоки не превышают 8 м³/ч. Предусматриваются также водоулавливающие кольца, предотвращающие стекание воды по породным стенкам. При водопритоках свыше 8 м³/ч рекомендуется в соответствии со СНиП III—Б.9—69 производить предварительный тампонаж водоносных пород. Наиболее удобны и благоприятны условия применения набрызгбетона, при которых на породные стенки поступает вода до 5 л в 1 мин на 1 м периметра ствола.

Опыт эксплуатации набрызгбетонной крепи и проведенные исследования показали более высокие ее прочностные и деформационные характеристики, а также повышенную сопротивляемость водо-воздушной агрессивной среде. Ниже приведены некоторые параметры, характеризующие набрызгбетонную крепь [12, 44 и др.]:

Прочность на сжатие, кгс/см²	200—400
Прочность на осевое растяжение, кгс/см² . .	25—40
Модуль упругости, кгс/см²	2,0—2,56·10⁵
Водонепроницаемость (по ГОСТ 4800—59), кгс/см²	до 8
Морозостойкость (по ГОСТ 4800—59), циклов	до 100
Коэффициент однородности прочности . . .	0,55
Сцепление с породами на сдвиг, кгс/см² . .	до 25
на отрыв, кгс/см² . .	до 15

Перспективными с точки зрения применения для крепи вертикальных стволов являются также полимерные или, как их

Таблица 27

Ядовитые газы и пыль	Содержание ядовитых газов в 1 м³ воздуха (мг) на расстоянии от основания отвала, м				Предельно допустимые концентрации вредных веществ в 1 м³ воздуха, мг	
	1000	1500	2000	2500	максимальная	среднесуточная
Окись углерода	5,6—11,2	2,8—6,0	0,0	0,0	6	1
Сернистый газ	0,3—4,3	0,2—0,5	0,2—0,6	0,0—0,4	0,5	0,15
Сероводород	0,0—0,1	0,0—0,1	0,0—0,1	—	0,008	0,008
Пыль	0,0—0,3	—	—	—	0,5	0,15

Таблица 28

Газ	Содержание газа в исходящей струе	
	в % по объему	в мг/л
CO	0,0016	0,020
N_2O_5	0,00010	0,002
SO_2	0,00070	0,020
N_2S	0,00066	0,010

обычно называют пластбетоны. В пластбетонах вместо цемента в качестве вяжущего используются синтетические смолы.

Первые попытки применения пластбетона как конструкционного материала для жесткой крепи стволов оказались не вполне удачными. Тем не менее поиски в этом направлении следует продолжить, так как крепи из синтетических материалов способны в значительно большей мере сопротивляться воздействию окружающей агрессивной среды. Кроме того, использование пластбетонов в податливых конструкциях крепи может оказаться вполне эффективным.

§ 14. ПРИМЕРЫ ПРИМЕНЕНИЯ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО РАЦИОНАЛЬНОМУ ВЫБОРУ КРЕПИ СТВОЛОВ

Проведенные в течение последних 20 лет широкие комплексные исследования проявлений горного давления и взаимодействия крепи с массивами пород способствовали решению важнейшей практической задачи по существенному снижению толщины крепи стволов в широком диапазоне горно-геологических и горнотехнических условий.

Логическим завершением следующего этапа исследований взаимодействия крепи с массивами прочных и устойчивых пород явилось начало применения в стволах угольных шахт облегченной крепи из набрызгбетона. Первоначально набрызгбетон применяли для ремонта кирпичной и монолитной бетонной крепи действующих, а в последние годы и в качестве постоянной при сооружении новых стволов (шахты комбинатов Донбассантрацит и Ростовуголь).

Впервые в нашей стране торкрет-бетон применили в 1915 г. при строительстве плотины на реке Чу в Средней Азии. В послереволюционное время облегченные крепи начали применять в стволах Донбасса еще в 20-е годы по инициативе акад. А. А. Скочинского. С тех пор технология приготовления и нанесения бетонных смесей претерпели существенные изменения, например появилась возможность готовить смеси на крупных заполнителях, возводить крепи толщиной до 30 см. Разработаны высокопроизводительные бетономашины, существенно изменилась организация труда и повысился уровень механизации трудоемких процессов. Крепление выработок набрызгбетоном — почти полностью механизированный высокопроизводительный процесс. В связи с этим облегченные крепи в последние годы широко применяют в отечественной и зарубежной практике (в горнодобывающей промышленности, транспортном и энергетическом строительстве) как наиболее эффективные.

Облегченные крепи применяют в стволах шахт и рудников США, Канады, ФРГ, Японии, Швеции, ЧССР, ГДР, Бельгии и других стран.

Так, на коллоквиуме по шахтному строительству в Эссене было сделано сообщение о проектировании и строительстве стволов с применением набрызгбетонной (шприц-бетон) временной и постоянной крепи. В трех из 150 глубоких вертикальных вентиляционных стволах, где применяли постоянную крепь из набрызгбетона, из стенок стволов были выбурены керны диаметром 150 мм. Предел прочности на одноосное сжатие образцов составил 233 кгс/см^2.

На одной из шахт в ЧССР вертикальный ствол диаметром 3,6 м в свету, который должен был пересекать песчано-глинистые сланцы, сначала предполагалось крепить монолитным бетоном толщиной 250 мм. Однако горно-геологические условия позволили применить для крепления набрызгбетон толщиной 100 мм. Прочность образцов оказалась равной 350 кгс/см^2.

В нашей стране облегченные крепи широко применяют для крепления стволов на многих рудниках, например: Копсайском, Глубочанском (Алтай), им. Джамбула Акчатауского рудоуправления, Берикульском треста Запсибзолото, Дарасунском, Темир-Тау (Кемеровская обл.), Текелийского свинцово-цинкового, Горной Шории, Урупского медного, Высокогорских на Урале, Криворожского железорудного бассейна и др.

Рассмотрим примеры применения набрызгбетонной крепи на угольных шахтах. В 1964 г. набрызгбетон применили для ремонта кирпичной крепи клетевого ствола № 1 шахты им. М. И. Калинина комбината Донецкуголь. В 1967 г. набрызгбетоном отремонтировали кирпичную крепь ствола № 2 шахтоуправления им. А. Ф. Засядько комбината Донецкуголь и кирпичную крепь ствола № 2 шахты им. К. И. Поченкова комбината Макеевуголь. В табл. 29 приведены данные о некоторых отремонтированных набрызгбетоном стволах в различных бассейнах страны. На рис. 49 показана типовая схема расположения оборудования на поверхности и в стволе при производстве работ по ремонту набрызгбетоном.

Таблица 29

Шахта, комбинат	Ствол	Диаметр ствола в свету, м	Глубина ствола, м	Длина закрепленного участка, м	Толщина набрызгбетона, см	Срок выполнения работ, сут	Экономия, тыс. руб.
Им. М. И. Калинина, Донецкуголь	Клетевой	8,0	250	250	5—10	120 при односменной работе	—
«Октябрьская», Донецкуголь	Воздухоподающий	5,0	—	90	5—10	30	45
«Ростовская», Гуковуголь	Главный	5,5	207	140	10	22	165
«Алмазная», Гуковуголь	Клетевой	6,0	245	200	5—10	36	75
им. 50-летия Октября, Гуковуголь	То же	8,0	422	35	20	14	15
«Коминтерновская», Ростовуголь	»	5,0	126	90	10	20	25
«Западная», Гуковуголь	»	5,5	325	100	10	21	20
«Изваринская», Гуковуголь	»	5,5	450	80	10	21	20
им. Красина, Ростовуголь	»	5,0	100	108	10	22	25
«Нежданная», Ростовуголь	Скиповой	3,5	170	170	10	30	50
им. С. М. Кирова, Кадиевуголь	Клетевой	5,5	396	343	5—10	30	327
им. Орджоникидзе, Южкузбассуголь	То же	6,0	136	136	3—8	30	13
«Еманжелинская», Челябинскуголь	Скиповой	4,6	290	175	5—15	36	84,6
«Батуринская», Челябинскуголь	Клетевой	5,0	190	150	5—15	35	40,2

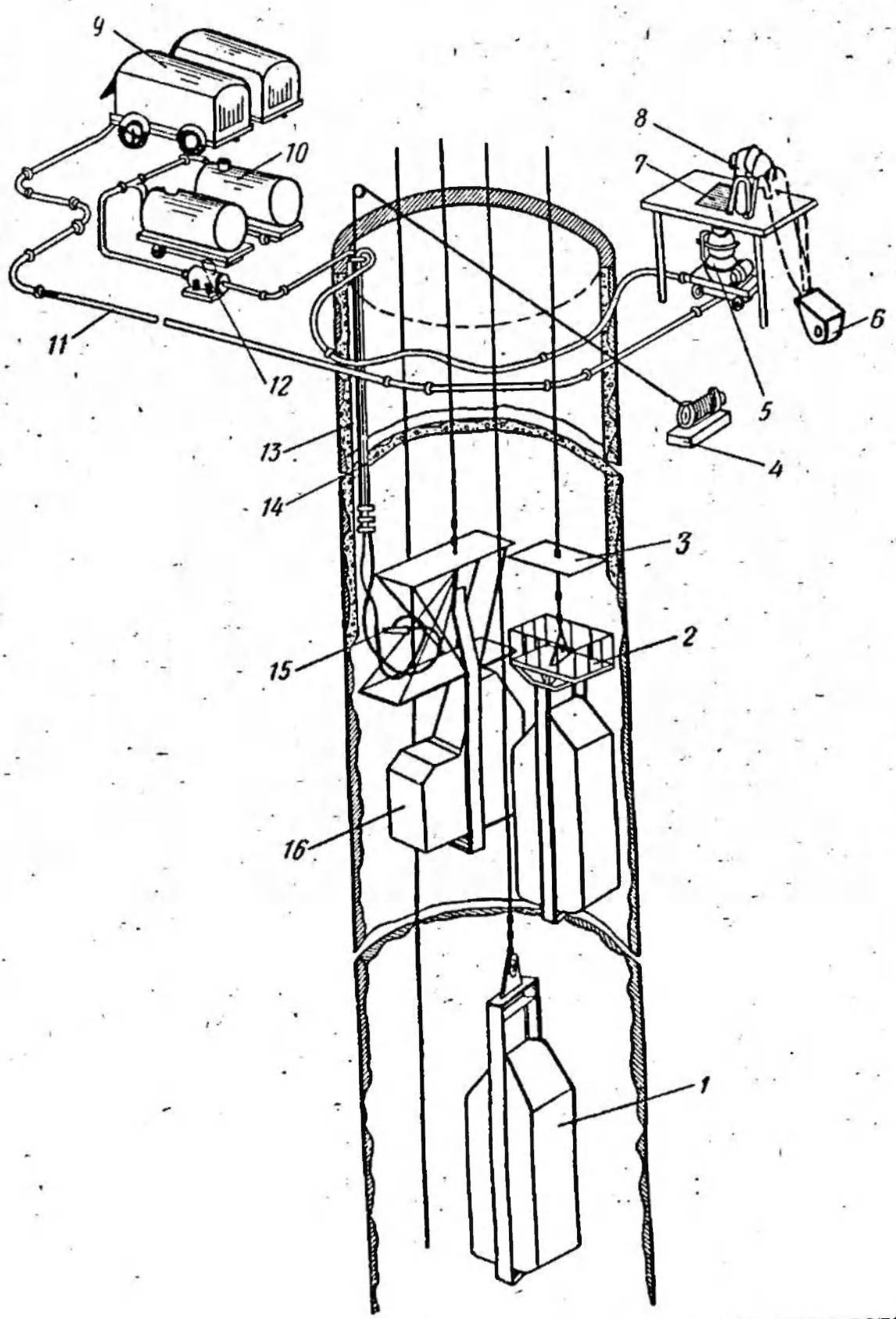


Рис. 49. Схема расположения оборудования на поверхности и в стволе при ремонте крепи набрызгбетоном:

1 — скип; *2* — рабочая площадка; *3* — предохранительный зонт; *4* — лебедка ЛП-5/500; *5* — бетономашина С-630А; *6* — скип бетономешалки; *7* — сетка; *8* — бетономешалка; *9* — компрессоры ЗИФ-ШВКС-5; *10* — баки для воды; *11* — воздушный став; *12* — насос МО-2; *13* — водяной став; *14* — материальный став; *15* — сопло; *16* — клеть

Значительный интерес представляет опыт применения набрызгбетона для ремонта клетевого ствола шахты им. Д. Ф. Мельникова комбината Первомайскуголь и шахты «Нежданная» комбината Ростовуголь. Монолитная бетонная крепь клетевого ствола глубиной 580 м, диаметром в свету 4 м была нарушена в первом случае вследствие влияния геологического нарушения, очистных работ и агрессивного воздействия подземных вод, во втором случае — из-за притока агрессивных подземных вод, который составлял 12—15 м³/ч. В результате проведения ремонтных работ на шахте им. Д. Ф. Мельникова в условиях продолжающегося в течение пяти лет сдвижения околоствольного массива крепь ствола из набрызгбетона находится в хорошем состоянии и не имеет нарушений. На шахте «Нежданная» применение набрызгбетона позволило снизить водоприток до 2—3 м³/ч [17].

Приведенные примеры свидетельствуют о широких возможностях применения облегченной крепи из набрызгбетона при проходке стволов в сложных горно-геологических и горнотехнических условиях.

В 1970 г. облегченная крепь из набрызгбетона впервые была применена в качестве постоянной при реконструкции вентиляционного ствола № 6 шахты № 5—7 шахтоуправления Яновскоо комбината Донбассантрацит. Ствол № 6 диаметром в свету 4,5 м был пройден и закреплен монолитным бетоном толщиной 400 мм на глубину 180 м и эксплуатировался как вентиляционный шахты № 7—8. В 1963 г. ствол был погашен и законсервирован.

Для улучшения проветривания шахты № 5—7 при разработке пласта k_7^{II} было решено перекрепить и углубить ствол № 6 до отметки 504 м. Расширение и перекрепление существующего участка (180 м) предполагалось произвести по схеме с засыпкой и возведением монолитной бетонной крепи. Однако в дальнейшем эти работы производили с применением набрызгбетона.

При углубке ствола со 180 до 504 м предстояло пересечь следующие породы: песчаники 162,5 м (50,1%), песчанистые сланцы 98 м (30,2%), известняки 5 м (1,5%), глинистые сланцы 55 м (16,9%) и уголь 3,5 м (1,3%). Таким образом, весьма прочные и устойчивые породы составляли 265,5 м (82%), а средней устойчивости 58,5 м (18%). Залегание пород пологое, 8—12°. Схема расположения оборудования в стволе при углубке приведена на рис. 50.

Проходческий цикл начинали с бурения 48 шпуров глубиной 2,5 м. В качестве ВВ применяли скальный аммонит № 1. Масса заряда 1,5 кг. Уборку породы производили грузчиком КС-3 в бадьи емкостью 1 м³ с оконтуриванием стенок ствола отбойными молотками.

Набрызгбетон (М200) изготовляли на портландцементе марки 400. В качестве заполнителей использовали песок и каменную мелочь фракции до 8 мм. Сухая бетонная смесь гото-

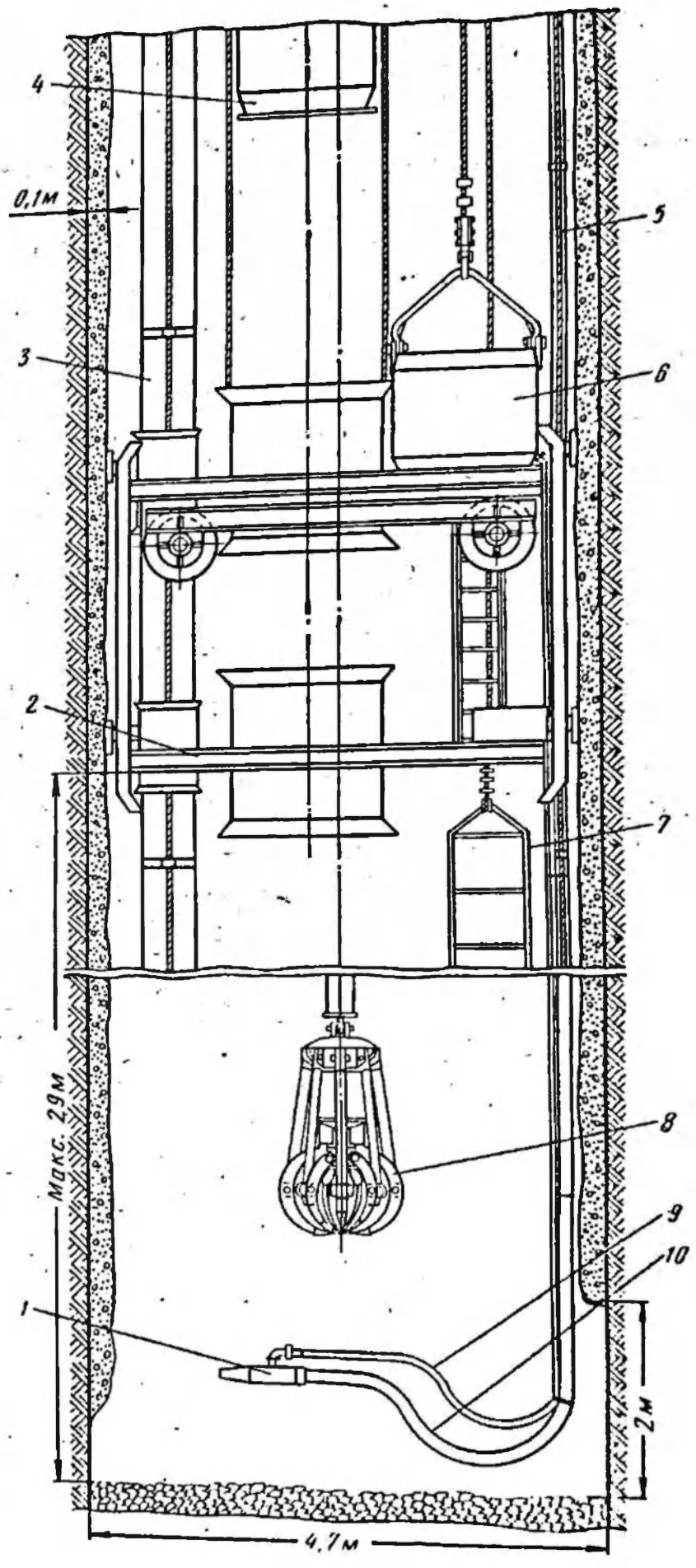


Рис. 50. Схема расположения проходческого оборудования в стволе при возведении крепи из набрызгбетона:

1 — сопло; *2* — проходческий подвесной полок; *3* — вентиляционный став; *4* — проходческая бадья; *5* — бетонопровод; *6* — емкость для воды; *8* — грузчик КС-3; *9* — водяной шланг; *10* — шланг для сухой смеси

вилась в бетонорастворном узле, расположенном на поверхности в старом вентиляционном канале (рис. 51), где были смонтированы четыре бункера емкостью по 6—8 м³: два для каменной мелочи, один для песка и один для цемента. Расход материалов на 1 м³ сухой смеси составлял: 320 кг цемента, 1000 кг песка, 350 кг каменной мелочи и 8,5 кг добавки НКА. Применение высокоактивной добавки позволяло набрызгбетону за первые 6 ч после нанесения набирать до 15% проектной прочности.

На рис. 52 показан график организации работ по проходке ствола, рассчитанный на выполнение одного цикла за 36 ч с подвиганием забоя на 2,1 м.

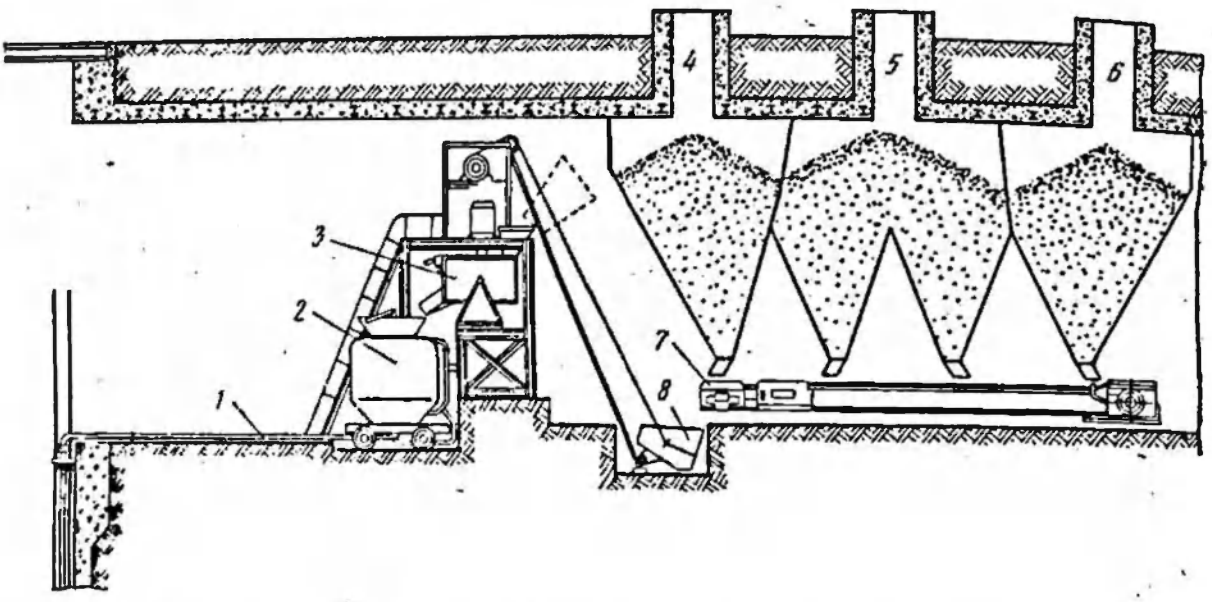


Рис. 51. Схема расположения оборудования для приготовления и спуска сухой смеси в ствол:

1 — бетоноповод; *2* — машина БМ-60; *3* — бетономешалка С-472 А; *4* — люк для цемента; *5* — люк для каменной мелочи; *6* — люк для песка; *7* — ленточный конвейер; *8* — ковш бетономешалки

Контроль толщины крепи производили систематически путем измерения контура ствола до нанесения набрызгбетона (по породным стенкам) и после бетонирования с помощью устройства, показанного на рис. 36. На рис. 35 показано сечение ствола после нанесения набрызгбетона на отм. 396 м, выполненное по результатам съемки породного и бетонного профилей упомянутым прибором.

Испытания образцов набрызгбетона, выбуренных из стенок ствола, показали, что предел прочности их на одноосное сжатие составляет 450 кгс/см², модуль упругости $2{,}56 \cdot 10^5$ кгс/см², объемный вес 2,17 гс/см².

Применение облегченной крепи из набрызгбетона в стволе № 6 позволило достигнуть высоких технико-экономических показателей: сечение ствола вчерне уменьшилось с 20,4 до 17,4 м², а объем вынимаемой породы с 8710 до 7430 м³, объем уложенного бетона составил 630 против 1920 м³ по проекту.

Сметная стоимость работ по проходке была снижена с 202 800 до 175 100 руб., по креплению — с 212 500 до 35 400 руб. В целом экономия составила 204 800 руб.

В табл. 30 приведена стоимость работ по элементам затрат на 1 м ствола. Как видно из таблицы, стоимость 1 м ствола снизилась на 288 руб., при этом не учитывались уменьшения его

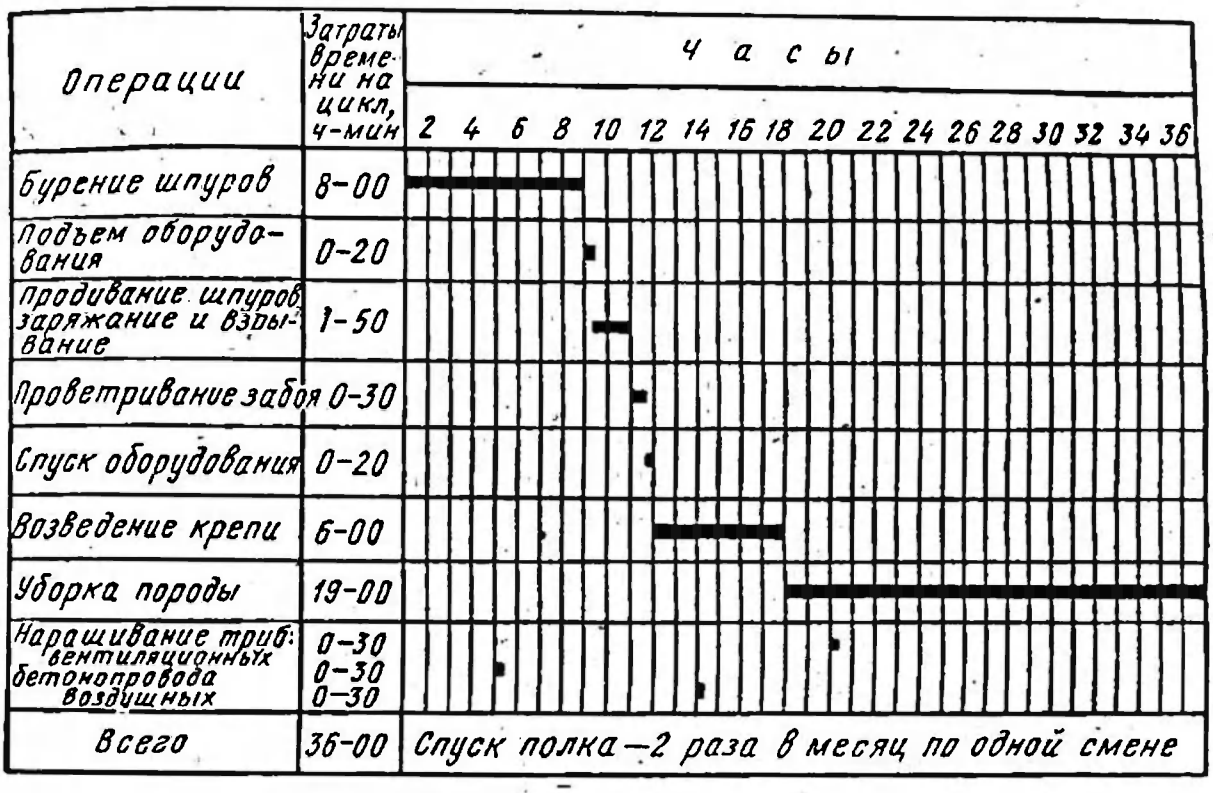


Рис. 52. График организации работ при проходке ствола

сечения в проходке и связанное с этим снижение объема вынимаемой и выдаваемой породы.

Среднемесячная скорость проходки составила 37,1 м, производительность труда проходчиков на выход 2,04 м³ готового ствола [17].

Таблица 30

Элементы затрат	Фактическая стоимость, руб.	Сметная стоимость, руб.	Экономия, руб.
Материалы	476	649	171
Заработная плата	293	304	11
Эксплуатация механизмов	266	270	4
Автотранспорт	63	135	72
Накладные расходы	272	302	30
Итого	1370	1660	288

При проходке сопряжения ствола № 6 с вентиляционным горизонтом была применена также облегченная комбинированная крепь. Сопряжение разделывали в прочных и устойчивых породах ($\sigma_{сж}$ = 1600 кгс/см^2). Первоначально предполагалось закрепить его монолитным бетоном толщиной 400 мм, однако в дальнейшем применили комбинированную крепь: металлические арки из спецпрофиля и набрызгбетон, наносимый на породные стенки и арки.

Наблюдения, проводившиеся за стволом и сопряжением в течение семи лет, показали отсутствие каких-либо смещений и деформаций.

Вертикальный ствол шахты № 12 «Основная» шахтоуправления Алмазное комбината Донбассантрацит первоначально проектировался как воздухопадающий глубиной 416 м, диаметром в свету 6,5 м с монолитной бетонной крепью толщиной 350 мм. В дальнейшем ствол решено было использовать для спуска и подъема людей, материалов и породы и углубить до 480 м. Благоприятные горно-геологические и гидрогеологические условия, наличие прочных и устойчивых пород, пересекаемых стволом, позволили рекомендовать в качестве крепи набрызгбетон толщиной 100 мм.

При пересечении неустойчивых глинистых сланцев, а также пластов и пропластков угля применяли усиленную комбинированную крепь: железобетонные штанги с металлической сеткой и набрызгбетон. Улавливание воды, стекающей по породным стенкам, осуществлялось с помощью водоулавливающих колец.

График организации работ по проходке ствола был рассчитан на выполнение одного цикла в сутки. Среднемесячная скорость проходки составляла около 40 м, а в отдельные месяцы достигала 45 м. Контроль за толщиной крепи и качеством набрызгбетона, а также за состоянием пород в приконтурной части массива (см. § 6) производили путем бурения керновых скважин диаметром 76 мм станком КМ-2М-300 через крепь с подвесного проходческого полка.

Результаты испытаний набрызгбетона на одноосное сжатие в 20-дневном возрасте сведены в табл. 31.

Применение облегченной крепи из набрызгбетона в грузолюдском стволе позволило сократить сроки проходки ствола в 2 раза, а экономия (без учета армирования) по сравнению с проектной стоимостью составила около 300 тыс. руб.

В процессе сооружения ствола было разделано и закреплено комбинированной крепью (железобетонные штанги с металлической сеткой в сочетании с набрызгбетоном толщиной 15 см) два сопряжения: с выработками вентиляционного горизонта на глубине 325 м и откаточного — на глубине 462 м. Работы в сопряжениях выполняли способом верхнего уступа, высота которого 3 м.

Таблица 31

Материал крепи	Глубина взятия пробы, м	Толщина крепи, мм	Средний предел прочности на одноосное сжатие, кгс/см²
Набрызг-бетон	40	190	295
	50	100	325
	78	120	200
	128	100	488
	168	110	200
	200	100	226
	440	120	200

После буровзрывных работ в верхнем уступе в кровле устанавливали железобетонные штанги с металлической сеткой. Одновременно убиралась сброшенная взрывом с уступа порода. Далее

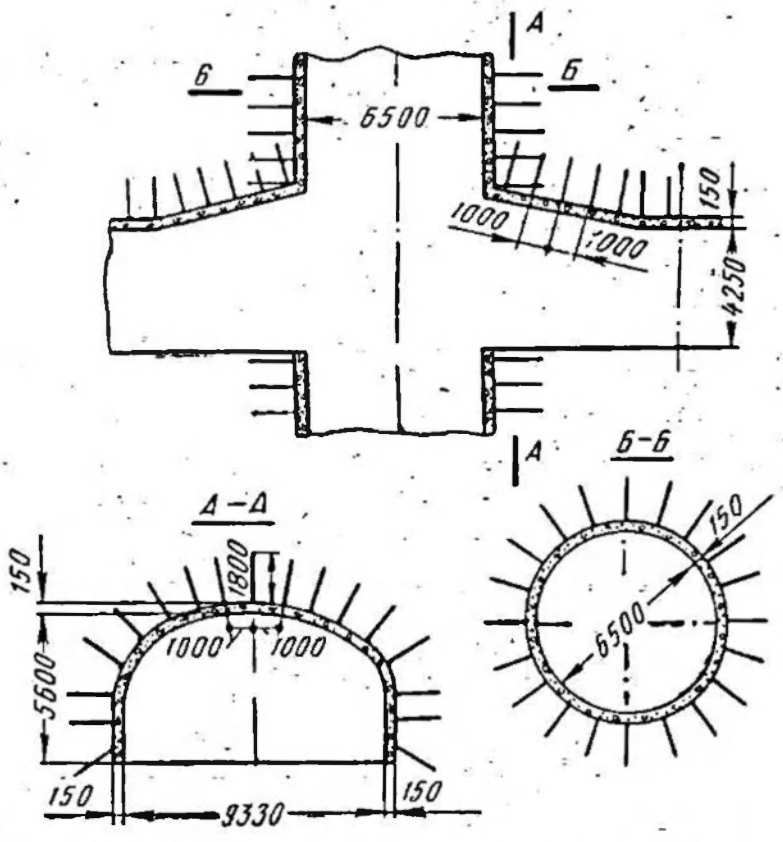


Рис. 53. Разрезы по сопряжению и стволу на отметке 325 м

производили буровзрывные работы на нижнем уступе и после уборки породы крепили бока выработки.

На рис. 53 показаны разрезы по сопряжению и стволу на отметке 325 м.

Длина штанг 1,8 м, расположение по сетке 1×1 м. Стержни — из арматурной стали А-II диаметром 22 мм. Набрызгбетон наносили через месяц после проведения выработок. Экономический

эффект от применения штанговой крепи в сочетании с набрызгбетоном вместо металлобетонной крепи составил 900 руб. на 1 м выработки.

Аналогичным образом закрепили сопряжение на глубине 462 м. В дальнейшем ствол на уровне откаточного горизонта сбили с действующими выработками шахты по пласту l_2^e квершлагом протяженностью 250 м. Квершлаг также закрепили комбинированной крепью. Общий экономический эффект от применения облегченной крепи составил около 500 тыс. руб.

По аналогичной схеме и с достижением примерно таких же технико-экономических показателей был сооружен вентиляционный ствол шахты № 1 шахтоуправления Краснодонецкое комбината Ростовуголь. Глубина ствола 402,7 м, диаметр в свету 5 м.

В настоящее время на шахте им. Октябрьской Революции комбината Ростовуголь с применением крепи из набрызгбетона сооружается Восточный вентиляционный ствол № 2. Кроме того, набрызгбетон предполагается применить при проходке вентиляционных стволов на шахтах им. Ленина, «Западная-Капитальная», и шахтоуправления Краснодонецкое (ствол № 2) комбината Ростовуголь, а также при ремонте клетевых стволов шахты «Ломоватская» комбината Кадиевуголь и № 4 «Велико-Мостовская» комбината Укрзападуголь.

При возведении набрызгбетонной крепи за счет скорости струи бетонной смеси происходит уплотнение наносимого на стенки выработок материала. Поэтому крепь из набрызгбетона обладает высокой плотностью и водонепроницаемостью. Более высокая механическая прочность набрызгбетона позволяет уменьшить толщину крепи в 2—3 раза по сравнению с монолитным бетоном.

В табл. 32 приведены результаты расчета стоимости 1 м² монолитной бетонной крепи толщиной 250—300 мм и равнопроч-

Таблица 32

Материал крепи	Толщина крепи, мм	Стоимость 1 м² крепи, руб.			Снижение стоимости крепи	
		крепи	потерь (25%)	суммарная	руб.	%
Монолитный бетон	250	8,85	—	8,85	—	—
Набрызгбетон	130	4,68	1,17	5,85	3,0	34
Монолитный бетон	300	10,60	—	10,60	—	—
Набрызгбетон	150	5,32	1,33	6,65	3,95	37

ной ей набрызгбетонной крепи толщиной 130—150 мм, выполненного по расценкам, утвержденным Казгипроцветметом для шахт Рудного Алтая [1].

При сочетании набрызгбетона с железобетонными штангами (табл. 33) комбинированная крепь экономически целесообразна при толщине покрытия до 70—100 мм и числе железобетонных штанг 1—1,2 на 1 м² поверхности.

Таблица 33

Крепь	Обоснование расценки	Толщина крепи, мм	Стоимость 1 м² крепи (руб.) при числе штанг на 1 м² поверхности					
			—	0,5	0,8	1,0	1,2	1,5
Монолитная бетонная	ЕРЕР-30—533	250	8,65	—	—	—	—	—
		300	10,60	—	—	—	—	—
Комбинированная (набрызгбетон, штанги)	Дополнительные расценки	30	1,48	3,98	5,48	6,48	7,48	8,98
		50	2,12	4,62	6,12	7,12	8,12	9,62
		70	2,75	5,26	6,76	7,76	8,76	10,26
		100	3,72	6,22	7,72	8,72	9,72	11,22

Из табл. 32 следует, что даже с учетом потерь (25%) набрызгбетон дешевле монолитного бетона на 34—37%.

Технико-экономическим сравнением набрызгбетонной крепи с монолитной бетонной установлено, что применение первой уменьшает площадь сечения ствола в проходке за счет снижения толщины крепи и трудоемкости ее возведения, вследствие механизации процесса изготовления бетонной смеси и нанесения ее на породные стенки. Сокращаются сроки сооружения ствола в результате увеличения скорости проходки, совмещения операций по углубке и возведению крепи. Уменьшается в 1,1—1,15 раза процент затрат на услуги вспомогательных цехов вследствие сокращения времени работы и числа используемого оборудования и механизмов. Сметная стоимость 1 м ствола снижается на 25—32% в зависимости от диаметра ствола и толщины крепи. Упрощается технологическая схема работ по возведению крепи, улучшаются организация труда, условия строительства и эксплуатации.

§ 15. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ЭФФЕКТИВНЫЕ УСЛОВИЯ РАБОТЫ КРЕПИ СТВОЛОВ В ОБЫЧНЫХ УСЛОВИЯХ

В предыдущих параграфах было показано, что в настоящее время монолитная бетонная и набрызгбетонная крепи стволов в обычных условиях являются наиболее экономичными и прогрессивными. Однако область их применения до последнего времени была недостаточно ясной. Так, некоторые исследователи считают, что набрызгбетонная крепь универсальна, и ее можно рекомендовать как грузонесущую [44 и др.] даже в условиях слабых пластичных пород, характеризующихся незатухающей ползучестью. Имеются предложения о применении набрызгбе-

тонной крепи как грузонесущей и в вертикальных стволах. Однако имеется и противоположная точка зрения. В первом случае исходят из того, что наметившийся прогресс в технологии приготовления и нанесения бетонных смесей позволяет возводить набрызгбетонные крепи любой толщины, прочности и жесткости. Действительно, это так. Однако нельзя забывать об особенностях работы жестких конструкций вообще и набрызгбетонной крепи в частности, ее недостатках, которые наиболее заметно проявляются в условиях слабых пород, а также о достоинствах монолитной бетонной крепи. Кроме того, следует учитывать, что набрызгбетонная крепь обычно рассматривается в группе облегченных, а монолитная бетонная — грузонесущих. Это следует понимать не только в отношении толщины, а и условий, для которых предназначены обе группы крепей и характера их взаимодействия с массивами пород. В связи с этим необходимо более обоснованно определить область применения и эффективные условия работы таких видов крепи.

Известно, что функции крепи прежде всего заключаются в обеспечении устойчивого равновесного состояния окружающих пород с целью нормальной, бесперебойной и безопасной эксплуатации подземных выработок. В свою очередь прочность и механическое состояние пород оказывают существенное влияние на конструкцию и параметры крепи, технологию ее возведения, а также на характер силового взаимодействия с массивом.

Закрепить горную выработку в прочных породах — значит укрепить ослабленную взрывными работами приконтурную часть и создать наиболее благоприятные условия перераспределения напряжений в массиве, при которых значительную часть нагрузки воспринимают непарушенные и нарушенные на различных стадиях породные слои. Особенно это характерно для выработок, сооружаемых буровзрывным способом. Крепь в таком случае лишь предотвращает и выравнивает небольшие смещения пород, которые не приводят к новому перераспределению напряжений, однако могут вызвать отдельные вывалы. При отсутствии перемещений на контуре, после ввода крепи в работу, она выполняет в основном роль предохранительной оболочки.

В слабых и пластичных породах для удовлетворительного поддержания выработки необходима мощная грузонесущая крепь, которая полностью или почти полностью воспримет смещения массива и с течением времени установит равновесие в системе «крепь—породы». Натурные экспериментальные данные [82 и др.] показывают, что наиболее рациональна в таких условиях крепь нарастающего сопротивления, либо ограниченно-податливая. Применение излишне жесткой крепи, даже если это технически возможно, нерационально по условиям ее работы: на контуре и в поперечных сечениях возникают высокие напряжения, которые могут привести в случайно ослабленных участках к разрушению материала. По этой же причине нежела-

тельно применение быстротвердеющих смесей, а также совмещенного способа проходки. Более предпочтительными в таких условиях являются параллельный и параллельно-щитовой способы.

В слабых неустойчивых породах, где крепь интенсивно нагружается, имеет место активное или силовое взаимодействие с породами. В этом случае крепь либо воспримет и приостановит интенсивные смещения пород, либо будет разрушена.

В прочных породах имеет место пассивное или слабое взаимодействие, т. е. крепь здесь активно не сопротивляется смещениям массива, а эти функции выполняют окружающие породы. Именно в таком режиме работают облегченные крепи, причем параметры их выбираются так, чтобы в наибольшей степени использовать несущую способность окружающих пород. Наиболее ярко это свойство проявляется у штанговой крепи и несколько в иной форме — у набрызгбетонной. Набрызгбетонная крепь, наносимая на стенки выработки под давлением, не только заполняет неровности, но и проникает по трещинам в приконтурную ослабленную и трещиноватую часть пород. Этим самым создается упрочненная породная оболочка, которая совместно с крепью выполняет не только изолирующие, но и в некоторой степени грузонесущие функции. Таким образом, за кажущейся простотой условий работы облегченной крепи скрыты закономерности слабого или пассивного взаимодействия с массивом. При этом защитную роль выполняет податливый слой нарушенных пород. Вследствие этого на бетонопородную оболочку передаются не максимальные, а несколько пониженные величины смещений. Поэтому коэффициент концентрации максимальных напряжений на границе бетонопородной оболочки и нарушенных пород может быть принят с запасом, равным единице. Наличие нескольких зон нарушенных вблизи выработки пород, как это следует из натурных экспериментальных данных (§ 6), еще более улучшает условия работы крепи. Однако это будет справедливо при условии

$$\left.\begin{aligned} E_{кр} &\leqslant E_{п} \\ \sigma_{сж.\,н.\,б} &\leqslant \sigma_{сж.\,п} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.1)}$$

где $E_{кр}$ и $E_{п}$ — модули упругости соответственно крепи (набрызгбетон) и пород в «куске»; $\sigma_{сж.\,н.\,б}$ и $\sigma_{сж.\,п}$ — пределы прочности на одноосное сжатие соответственно материала крепи (набрызгбетон *) и пород в «куске».

При $E_{кр} = 2{,}5 \cdot 10^5$ кгс/см^2 $E_{п} \geqslant 2{,}5 \cdot 10^5$ кгс/см^2; $\sigma_{сж.\,н.\,б} = 200$—$400$ кгс/см^2; $\sigma_{сж.\,п} \geqslant 400$ кгс/см^2.

Соотношения (IV.1) характеризуют область применения облегченной крепи, так как только при выполнении этих условий породы могут активно сопротивляться новышенным напряжениям.

В менее прочных породах должно обеспечиваться следующее условие:

$$\left.\begin{aligned} E_{кр} &\geqslant E_{п} \\ \sigma_{сж.\,м.\,б} &\geqslant 0{,}5\sigma_{сж.\,п} \end{aligned}\right\}, \qquad (IV.2)$$

где $E_{кр}$ — модуль упругости крепи (монолитный бетон); $\sigma_{сж.\,м.\,б}$ — предел прочности на одноосное сжатие материала крепи (монолитный бетон*).

При $E_{кр} = (1{,}5—2{,}0)\cdot 10^5$ кгс/см², $E_{п} = 1{,}5\cdot 10^5$ кгс/см²; $\sigma_{сж.\,м.\,б} = 200$ кгс/см², $\sigma_{сж.\,п} = 400$ кгс/см².

В последнем случае незначительно упрочненный слой пород в силу его слабости и пластичности не может активно сопротивляться нарастающим смещениям массива. Вследствие этого крепь интенсивно нагружается и напряженность ее растет. Применение в таких условиях облегченной крепи уже нерационально, так как внутренняя и внешняя неровные поверхности ее играют роль дополнительных концентратов напряжений, а в крепи возникают изгибающие моменты разных знаков, которые могут привести к появлению растягивающих напряжений и разрушению материала. В слое пород, скрепленных штанговой крепью, могут появиться разрушения в промежутках между штангами. Кроме того, в этом случае исчезает роль защитного или компенсирующего слоя нарушенных пород, так как с течением времени они уплотняются (при условии интенсивных смещений и отпора крепи) и их податливость исчерпывается.

Интенсивная нагруженность крепи заставляет увеличивать ее толщину, либо прочность. И хотя набрызгбетон является более прочным, а следовательно и более жестким по сравнению с монолитным бетоном, это приводит к еще большей концентрации напряжений, что и было подтверждено экспериментальными данными (§ 10) на моделях из оптически активных материалов. Наличие неровностей — концентраторов напряжений при общей высокой напряженности крепи может привести к ее разрушению, особенно в сечениях по впадинам. Об этом свидетельствует и опыт шахтного строительства, когда слишком жесткие крепи в условиях слабых пластичных пород неизбежно разрушались, а более податливые, либо пластифицированные, надежно поддерживали выработки в рабочем состоянии в аналогичных условиях.

В связи с этим условие (IV.2) является оптимальным и определяет область применения монолитной бетонной крепи как менее жесткой и обладающей круговым внутренним контуром. Характер ее напряженного состояния и условия работы в этом случае более предпочтительны по сравнению с набрызгбетонной.

Следует также отметить, что применение набрызгбетона повышенной толщины (более 20 см) делается уже экономически невыгодным из-за существенных потерь материалов («отскок», запыленность) в процессе нанесения смеси на породные стенки.

* Прочность материалов крепи соответствует получаемой в реальных условиях.

На рис. 54 показана номограмма, построенная в пределах малых глубин в соответствии с условиями (IV.1) и (IV.2). Область *I* характеризует устойчивое применение монолитной бетонной крепи, а область *III* — набрызгбетонной [19]. В области *II* условия (IV.1) и (IV.2) формально не выполняются, так как номограмма и условия составлены исходя из прочности пород в «куске». Однако известно, что прочность пород в массиве, особенно в нарушенной вблизи выработок зоне и в слабых породах, значительно меньше. В более прочных и менее ослабленных породах эта разница будет не столь велика. Поэтому можно считать, что в области *II* в реальных условиях $\sigma_{сж.кр} > \sigma_{сж.м}$, где $\sigma_{сж.кр}$ и $\sigma_{сж.м}$ — соответственно прочность материала крепи и пород в массиве,

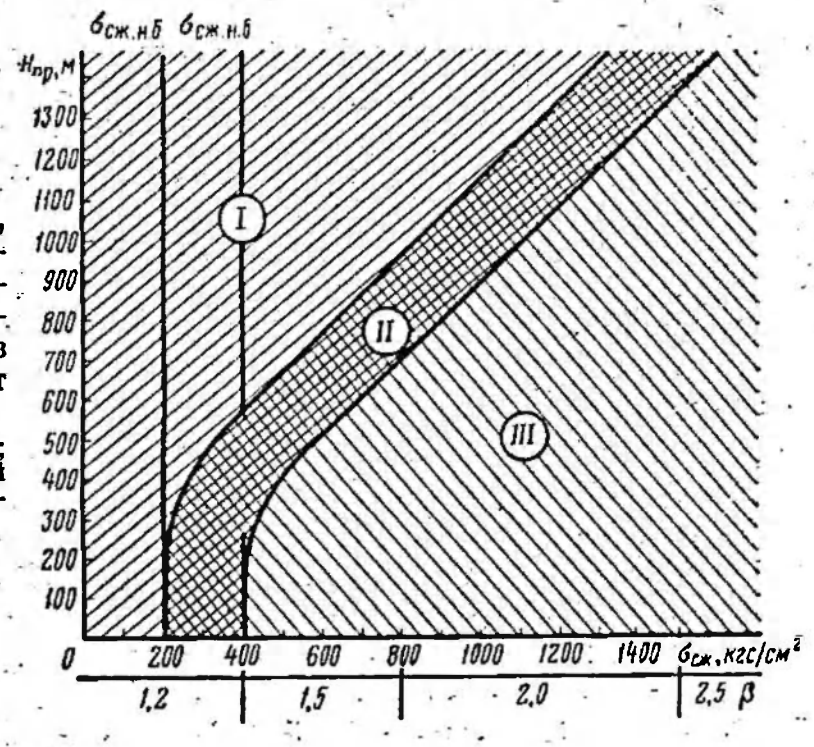


Рис. 54. Номограмма, характеризующая область применения и эффективные условия работы различных типов крепи в зависимости от глубины:

I — монолитной бетонной; *II* — монолитной бетонной и комбинированной; *III* — набрызгбетонной

т. е. здесь может быть применена и монолитная бетонная, и комбинированная крепи (набрызгбетон, штанги и металлическая сетка). Выбору крепи в этом случае должны предшествовать технико-экономический анализ и сравнение.

Номограмма рис. 54 построена в соответствии с предельными глубинами устойчивости пород вблизи стволов (§ 9). На глубинах свыше 300 м граница области применения того или иного типа крепи (проходит по середине области *II*) зависит от состояния пород (устойчивое или неустойчивое) вблизи ствола и определяется глубиной их залегания от поверхности.

С увеличением глубины область *II* будет отодвигаться вправо, уменьшая область *III* и увеличивая *I* при условии формирования предельной зоны, которая превзойдет размеры зоны нарушенных взрывными работами пород. Однако и прочность пород с увеличением глубины возрастает. Поэтому на достигнутых глубинах формирование больших предельных зон с переходом пород в пластическое состояние встречается довольно редко. Исключение

составляют некоторые шахты, где ряд стволов в пределах слабых глинистых сланцев испытывают повышенное давление на крепь. Вследствие этого соотношения (IV.1) и (IV.2) справедливы для стволов, сооружаемых в обычных условиях в пределах достигнутых глубин разработки. Выбор крепи для стволов, подверженных влиянию очистных работ и при выемке предохранительных околоствольных целиков, производится в соответствии с другими критериями, которые будут рассмотрены в главе VII.

Таким образом, в обычных условиях при выполнении условия (IV.1) наиболее ярко проявляются все положительные свойства и особенности работы облегченной крепи, а при условии (IV.2) — монолитной бетонной. И, напротив, применение монолитной бетонной крепи в условиях, характеризующихся неравенствами (IV.1), а набрызгбетонной — неравенствами (IV.2), приведет к излишнему перерасходу материалов, средств, времени и трудовых затрат, а в последнем случае даже к осложнениям при сооружении и эксплуатации выработок, так как не исключена возможность нарушения крепи. Кроме того, в любом из приведенных случаев это технически неверно и экономически невыгодно. Оба типа крепи имеют достоинства и недостатки, которые проявляются в соответствующих условиях. В частности, существенным технологическим изъяном монолитного бетона является невозможность возводить крепи толщиной менее 200 мм и наличие холодных швов. В связи с этим в каждом конкретном случае следует учитывать, что нет и не может быть универсальной однотипной крепи, пригодной для всех условий, так же как нет однотипных геологических и горнотехнических условий.

Следовательно, при выборе типа крепи необходимы сознательный, научно-обоснованный подход с учетом прочности пород, глубины их залегания и механического состояния, а также объективная оценка механических параметров и особенностей работы крепи. Примером такого подхода является опыт успешной эксплуатации участка ствола на шахте им. Д. Ф. Мельникова комбината Первомайскуголь, закрепленного набрызгбетоном даже в условиях влияния очистных работ. Здесь особенности работы набрызгбетонной крепи, которые заключаются в использовании несущей способности окружающих пород, проявились в полной мере.

§ 16. РАСЧЕТ НАБРЫЗГБЕТОННОЙ КРЕПИ СТВОЛОВ

В соответствии со схемами условий работы, приведенными в главе III, набрызгбетонные крепи могут быть предохранительными, ограждающими и ограниченно грузонесущими в пределах выполнения условия (IV.1).

Так, в настоящее время для ремонта действующих и сооружения новых вертикальных стволов применяются предохранительные и ограждающие набрызгбетонные крепи толщиной 5—15 см. В § 13 было показано, что набрызгбетон при прочих равных усло-

виях обладает большей по сравнению с монолитным бетоном прочностью и сцеплением с породами. Поэтому набрызгбетонные покрытия толщиной 5—15 см, с учетом несущей способности укрепленных породных оболочек, способны воспринимать нагрузки интенсивностью 5—20 тс/м² при пересечении стволами отдельных слоев неустойчивых пород.

Предохранительную набрызгбетонную крепь применяют в прочных устойчивых породах после реализации упругих перемещений для изоляции породных стенок от воздействия эрозии. Устойчивость пород проверяется в соответствии с критериями (III.10), либо по номограмме (см. рис. 32), приведенными в главе III. В таких условиях параметры крепи не подлежат расчету и принимаются на основании опытных данных. Минимальная толщина крепи из набрызгбетона на протяженных участках стволов при пологом и наклонном падении составляет на глубинах: до 500 м — 5—10 см, от 500 до 1000 м — 10—15 см.

Ограждающую набрызгбетонную крепь применяют в относительно устойчивых породах. Здесь с течением времени в породах без крепи могут проявиться деформации ползучести. Проверку устойчивости производят в соответствии с критериями (III.10), (III.11), либо по номограмме (см. рис. 32), приведенными в главе III. В таких условиях роль крепи заключается в том, чтобы приостановить деформации затухающей ползучести и обеспечить равновесие в породах вблизи выработок. Поскольку смещения пород в этом случае незначительны, параметры крепи могут быть выбраны в соответствии с опытными данными. Минимальная толщина крепи из набрызгбетона на протяженных участках стволов при пологом и наклонном падении составляет на глубинах: до 500 м — 10—15 см, от 500 до 1000 м — 15—20 см.

При пересечении стволами отдельных слоев слабых и неустойчивых пород, а также пластов и пропластков угля, предохранительную и ограждающую набрызгбетонные крепи, как показал опыт, необходимо усиливать металлической сеткой и штангами.

Грузонесущую набрызгбетонную крепь в вертикальных стволах угольных шахт до настоящего времени не применяли. Однако в последнее время в связи с расширением области и масштабов применения могут встретиться условия, где набрызгбетонная крепь будет закономерно нагружаться вследствие ползучести горных пород сразу же после их обнажения. В таких условиях необходимая грузонесущая способность крепи должна определяться расчетом прочных се размеров.

Устойчивость пород проверяется в соответствии с критериями (III.11), (III.12), либо по номограмме (см. рис. 32), приведенными в главе III.

В настоящее время отсутствуют строгие методы расчета. Известны приближенные [94 и др.] и более строгие [44] методы расчета набрызгбетонной крепи горизонтальных выработок, а также приближенные методы расчета крепи стволов [12, 17

и др.]. Эти методы в разной мере учитывают особенности работы набрызгбетонной крепи: плотное и достаточно жесткое сцепление набрызгбетона с породной поверхностью, влияние неровностей на распределение напряжений в породах и крепи, укрепление и упрочнение нарушенного взрывными работами слоя пород, примыкающего к контуру выработки, более высокие механические характеристики набрызгбетона и некоторые другие.

В работе [44] предложен метод расчета набрызгбетонной крепи на основе решения плоской контактной задачи упруго-ползучей (массив породы) и упругой (крепь) сред.

Предполагается, что нетронутый массив является сплошным упругим однородным изотропным, находящимся под действием собственного веса. Напряженное состояние его характеризуется как

$$\sigma_z = \gamma H; \quad \sigma_\theta = \lambda \gamma H; \quad 0 \leqslant \lambda \leqslant 1,$$

с граничными условиями на бесконечности

$$\sigma_x^{(\infty)} = P; \quad \sigma_y^{(\infty)} = \lambda P; \quad \tau_{xy}^{(\infty)} = 0.$$

При этом породы, упругие в начальный момент, в дальнейшем проявляют свойства ползучести. Решение задач с учетом ползучести сводится к решению аналогичной задачи теории упругости с последующей заменой упругих постоянных соответствующими временными операторами. Сложность заключается в расшифровке получаемых функций исходных временных операторов, представляемых величинами, определяемыми непосредственно из опыта.

На основании результатов натурных измерений реальных контуров в работе получено распределение напряжений с учетом разных параметров технологических неровностей и коэффициентов бокового распора. Анализ перемещений реальных контуров в условиях ползучести массива показал, что осредненные перемещения неровных контуров меньше подобных перемещений гладкого. В соответствии с этим неустановившееся давление на крепь выработки с гладким контуром будет интенсивнее, чем осредненное неустановившееся давление на крепь с неровным. Это позволило в расчетной схеме грузопесущей набрызгбетонной крепи заменить реальный контур с технологическими неровностями соответствующим гладким круговым. Погрешность такой замены идет в запас. Далее в работе [44] показано, что замена некругового контура на круговой [1] не вносит существенных погрешностей, но значительно упрощает расчетную схему.

Расчеты выполнены на ЭВМ для разных соотношений жесткости

[1] Следует отметить, что такой же подход в отношении предохранительной и ограждающей набрызгбетонной крепи содержится и в работе [17], однако не подкрепляется результатами натурных измерений смещений реальных контуров и их статистической обработкой, хотя достаточно убедительно обосновывается результатами других исследований.

системы «крепь—породы», относительной толщины крепи, коэффициентов бокового распора с учетом времени включения крепи в работу. На основе полученных данных построены номограммы для определения толщины крепи по расчетным напряжениям $\sigma_\theta^к/P$ в зависимости от относительной толщины крепи (отношение толщины крепи к радиусу выработки в проходке) и жесткости системы «набрызгбетон—порода» (отношение упругих постоянных крепи и массива), равной 1, 2, 3, 4, 5 и 10. Отметим, что принятые соотношения жесткости крепи и пород в соответствии с неравенствами (IV.2) характерны для монолитной бетонной крепи и поэтому рассматриваемая методика ближе всего к расчету этой крепи с учетом ползучести пород и замены некругового контура на круговой.

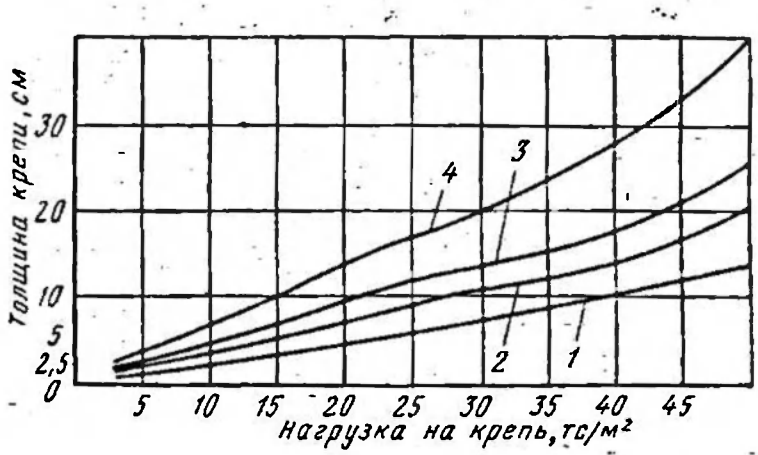


Рис. 55. Зависимость толщины набрызгбетонной крепи от нагрузки: *1* — $R_0 = 1$ м; *2* — $R_0 = 1{,}5$ м; *3* — $R_0 = 2$ м; *4* — $R_0 = 3$ м

Помимо этого предложенная методика несмотря на кажущуюся строгость, содержит ряд допущений и в известной мере идеализирует окружающую среду, особенно в условиях проходки буровзрывным способом. Кроме того, эта методика вызывает необходимость длительных специальных исследований для определения параметров ползучести в каждом конкретном случае. Поэтому практическое применение ее, по-видимому, будет связано с известными трудностями. При этом соображения, высказанные в § 15 этой главы, ставят под сомнение целесообразность применения набрызгбетонной крепи в условиях незатухающей ползучести пород. Поэтому правомерно и оправдано применение приближенных инженерных методов, сравнительно простых и общедоступных, однако учитывающих особенности и условия работы набрызгбетонной крепи. Такие методы предложены в работах [12, 17].

В работе [12] толщину сплошной замкнутой набрызгбетонной крепи кругового сечения при известных нагрузках ориентировочно предлагается определять по методике СНиП П-М.4—65 с учетом неровностей в крепи и породе. Коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений, вызванную неровностями, рекомендуется принимать равным 2—3. Для определения нагрузок на крепь использовано строгое решение Како и Керизеля [150]. На рис. 55 показана зависимость толщины крепи от нагрузки, подсчитанная по предложенной методике.

В работах [17, 94] исходили из того, что набрызгбетон, наносимый на породную поверхность, заполняет не только впадины, но и трещины в приконтурной части массива, обеспечивая упрочнение связей между отдельными структурными элементами пород, особенно при значительной толщине покрытия [44]. Так, в табл. 34 приведены данные, характеризующие механические свойства пород, набрызгбетона и смешанных образцов (порода с набрызгбетоном). Данные таблицы свидетельствуют о достаточно прочном сцеплении набрызгбетона с породами. В результате формируется единая бетонопородная оболочка, которая не только выполняет предохранительно ограждающие функции, но и является несущей. Такая оболочка толщиной d (рис. 56) состоит из набрызгбетонного покрытия d_1 и скрепленного набрызгбетоном породного слоя d_2. Выделим из бетонопородной оболочки эквивалентную ей цилиндрическую, толщину которой d_0 можно рассчитать в соответствии со СНиП II-М.4—65.

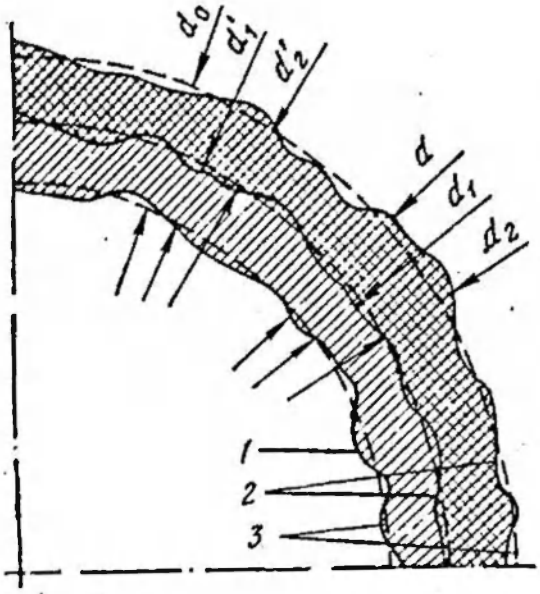


Рис. 56. Схема к расчету набрызгбетонной крепи:

1 — внутренний контур набрызгбетона; *2* — внешний контур набрызгбетона, внутренний и внешний контуры бетонопородной оболочки; *3* — границы эквивалентной цилиндрической бетонопородной оболочки

Толщина осредненного слоя крепи d'_1 протяженных участков стволов и их сопряжений в неустойчивых породах определится как

$$d'_1 = d_0 - d'_2, \qquad \text{(IV.3)}$$

где d'_2 — толщина эквивалентной породной оболочки, закрепленной набрызгбетоном, принимаемая по опытным данным 50 мм;

$$d_0 = m_к R_0 \left(\sqrt{\frac{m_б R_и}{m_б R_и - 2\rho P_{max}}} - 1 \right), \qquad \text{(IV.4)}$$

где $m_к$ — коэффициент, принимаемый равным 1,25 при параллельном, последовательном и совмещенном способах проходки с передвижной опалубкой и крепью из быстротвердеющего бетона; 1,00 при применении набрызгбетонной и комбинированной крепи (набрызгбетон, металлическая сетка и штанги); R_0 — радиус сечения ствола в свету; $m_б$ — коэффициент условий работы крепи, принимаемый в соответствии со СНиП II-М.4—65 (табл. 35); $R_и$ — расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе, принимаемое по данным СНиП II-В.1—62 (табл. 36); для набрызгбетона $R_и$ приведено в табл. 37; ρ — безразмерный коэффициент концентрации напряжений в материале крепи ($\rho = 1$ на протяженных участках ствола и $\rho = 2$ на сопряжениях вблизи

Таблица 34

Материал	Число образцов	Упругие постоянные		Предел прочности, кгс/см²	
		$E \cdot 10^5$, кгс/см²	μ	сжатие	растяжение
Серицитизированные микрокварциты (а)	5	3,1	0,2	920	102
Серицито-хлоритовые сланцы (б)	7	2,2	0,1	536	74
Набрызгбетон на крупном заполнителе (в)	6	2,9	0,15	493	48
Набрызгбетон на мелком заполнителе (г)	8	2,3	0,12	367	30
Порода (а) — набрызгбетон (в) при нагрузке, параллельной поверхности контакта	3	—	—	680	51
Порода (б) — набрызгбетон (г) при нагрузке, нормальной поверхности контакта	4	—	—	408	24

Таблица 35

Крепь	Стволы	Устья и сопряжения стволов	Остальные выработки
Бетонная и железобетонная	0,7—0,9	0,6—0,8	0,7—0,9
Сборная железобетонная	0,7—0,9	1,0	0,7—0,9
Стальная, чугунная	1,0	1,0	0,7—0,9

Таблица 36

Механическая характеристика, тс/м²	Крепь	Проектная марка бетона по прочности на сжатие при изгибе, кгс/см²				
		150	200	300	400	500
$R_и$	Железобетонная	800	1000	1600	2100	2500
	Бетонная	700	900	1400	—	—
$R_р$	Железобетонная	58	72	105	125	140
	Бетонная	52	64	95	—	—

Таблица 37

Расчетное сопротивление, тс/м²	Проектная марка бетона			
	200	300	400	500
$R_и$	900	1400	1800	2200
$R'_и$	1000	1500	2000	2300

сводовых частей); P_{max} — расчетная максимальная нагрузка на крепь ствола.

Максимальная нагрузка определяется по формуле [82]

$$P_{max} = nn_1P_н[1+0{,}1(R_0-3)](1+2{,}5v), \qquad (IV.5)$$

где $n = 1{,}25$* — коэффициент перегрузки от горного давления для набрызгбетона; n_1 — безразмерный коэффициент (в обычных горно-геологических условиях, на протяженных участках стволов $n_1 = 0{,}50$ *; на сопряжениях в сводовых частях $n_1 = 1$ **; $P_н$ — нормативная средняя нагрузка на крепь протяженного участка ствола (табл. 38); v — безразмерный коэффициент неравномерности распределения нагрузок по контуру крепи ствола (табл. 39).

Таблица 38

Глубина ствола, м	Нормативная средняя нагрузка $P_н$, тс/м²			
	при последовательном и параллельном способах проходки		при совмещенном способе проходки с передвижной опалубкой и крепью из быстротвердеющего бетона	
	Угол падения, градус			
	до 30	более 30	до 30	более 30
До 400 (исключая плывуны)	5	6	7	9
400—800	7	9	11	13
800—1200	8	10	13	15

* Значения коэффициентов n и n_1 для набрызгбетонной крепи приняты в соответствии с опытными данными и с учетом специфических условий работы этой крепи.

** В сопряжениях следует предусматривать только плавные переходы; сопряжения в слабых и пучащих породах не закладываются.

Таблица 39

Угол падения α, градус	Коэффициент неравномерности ν			
	при последовательном и параллельном способах проходки		при совмещенном способе проходки с передвижной опалубкой и крепью из быстротвердеющего бетона	
	А*	Б**	А	Б
$0 \leqslant \alpha \leqslant 10$	0,4	0,8	0,3	0,6
$10 \leqslant \alpha \leqslant 30$	0,6	0,8	0,4	0,6
$\alpha > 30$	0,7	0,9	0,5	0,7

* А — на протяженном участке ствола (на расстоянии более 20 м от сопряжений);
** Б — на расстоянии менее 20 м от сопряжения.

Расчетное сопротивление набрызгбетона обычно принимают в соответствии с работой [94]. Так, в работе [89] расчетное сопротивление принято по данным табл. 37. Однако при сравнении табл. 36 и 37 видно, что расчетное сопротивление набрызгбетона соответствует монолитному бетону, хотя это и противоречит экспериментальным данным. В связи с этим в табл. 37 приведены данные, заимствованные из работы [94], и уточненные $R_{и}^{у}$.

В настоящее время отсутствуют данные о величинах нагрузок на набрызгбетонную крепь, однако можно предположить, что они не превзойдут таковых на монолитную бетонную.

Допускается по глубине ствола принимать крепь (в соответствии с оценкой устойчивости пород и расчетом) различной толщины. Если в результате расчета толщина крепи получается более 250 мм, целесообразность ее применения решается путем технико-экономического сравнения с монолитной бетонной.

§ 17. РАСЧЕТ ШТАНГОВОЙ И КОМБИНИРОВАННОЙ КРЕПИ СТВОЛОВ

Расчет штанговой крепи. Поскольку вертикальные стволы являются долговременными капитальными сооружениями, от состояния которых зависит работа подземного горного предприятия в течение всего его срока службы, то из всех известных в настоящее время видов штанговой крепи здесь будет рассмотрена железобетонная как наиболее надежная и долговечная [17]. В будущем, видимо, широкое применение найдет сталеполимербетонная крепь, однако сравнительно высокая стоимость синтетических смол пока не позволяет применять ее в широких масштабах.

Железобетонная штанговая крепь в последние годы получила широкое распространение для крепления капитальных выработок в горнодобывающей промышленности и в подземных сооружениях различного назначения в транспортном и энергетическом строительстве. Отличительными ее особенностями (по сравнению с металлической и деревянной) являются высокая прочность, долговечность, повышенное сцепление с окружающими породами (в зависимости от длины заделки арматуры в бетоне), хорошее сопротивление статическим и динамическим нагрузкам, относительная простота в изготовлении, установке и дешевизна, а также простота организации работ по возведению крепи и высокая производительность труда горнорабочих [123].

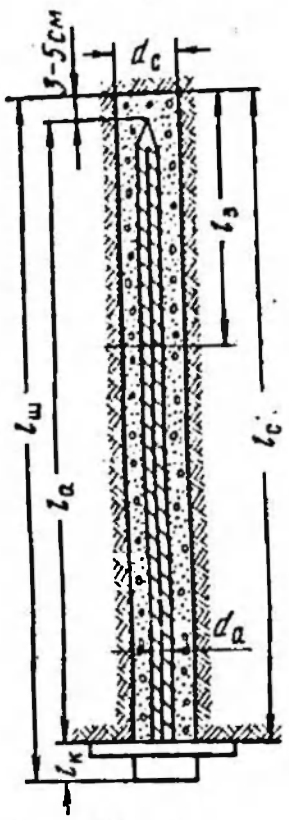


Рис. 57. Схема к расчету несущей способности железобетонных штанг

Методы расчета железобетонной штанговой крепи рассмотрены во многих работах [81, 122, 123, 128 и др.]. В работе [123] приведено обобщение этих методов.

В основу расчетных схем работы крепи положено экспериментально проверенное предположение о том, что штанговая крепь укрепляет приконтурную часть массива пород и увеличивает устойчивость подземных выработок. В результате этого напряженное состояние этой части массива изменяется и породы в приконтурной части воспринимают смещения и давление окружающих пород, расположенных вне заштангованной зоны. Выполненные экспериментальные работы (см. § 10) позволяют ориентировочно судить о степени упрочнения пород штангами, а также о напряженно-деформированном состоянии заштангованной зоны. В дальнейшем здесь еще необходимо проведение дополнительных исследований в натурных и лабораторных условиях. Тем не менее по данным, приведенным в работе [128], несущая способность пород кровли, закрепленной штангами, увеличивается по сравнению с незакрепленной на 20—40%, а пород в боках вертикальных выработок — в 1,5—2,0 раза. На рис. 57 показана схема к расчету несущей способности железобетонных штанг [123].

Прочность штанг определяется главным образом сцеплением бетона с арматурой и в меньшей степени с породой.

Выражение зависимости сцепления от факторов его обусловливающих может быть представлено эмпирической формулой

$$\tau = kk_1k_2nl_з^{-0,5}, \qquad \text{(IV.6)}$$

где k — коэффициент начального сдвига арматуры, равный 0,85—0,95; k_1 — коэффициент, зависящий от состава бетона, равный 1 для бетона состава 1 : 2 и 0,7 — для бетона состава 1 : 0;

k_2 — коэффициент учитывающий влияние на сцепление диаметра арматуры (для гладкой арматуры $k_2 = 1$; для арматуры периодического профиля диаметром 16—18, 10—14 и 6—8 мм соответственно 1; 1,15 и 1,25); n — эмпирический коэффициент, равный 360—380 для штанг с арматурой периодического профиля и 180—200 для штанг с гладкой арматурой; $l_з$ — расчетная длина заделки арматуры в бетоне (см. рис. 57).

Между сцеплением и прочностью бетона на сжатие существует следующая зависимость

$$\tau = ck_з\sqrt{R_{сж.\,б}}, \qquad \text{(IV.7)}$$

где c — коэффициент, принимаемый равным 1—1,25 для штанг с гладкой арматурой и 2,5—3,3 для штанг с арматурой периодического профиля; $k_з$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений по длине арматуры; для арматуры периодического профиля принят равным 1, для гладкой — изменяется от 1 до 0,6 (чем больше длина заделки, тем меньше значение этого коэффициента).

Сцепление бетона с породой составляет 20 кгс/см² по данным многих исследователей и зависит в основном от неровностей скважины, а не от химических и физико-химических процессов взаимодействия контактирующих поверхностей.

Несущая способность железобетонных штанг определяется из выражения

$$P_з = A\pi d_а n\sqrt{l_з}, \qquad \text{(IV.8)}$$

где $d_а$ — диаметр арматуры, см;

$$A = kk_1k_2.$$

Если прочность бетона отличается от оптимальных значений, несущая способность штанг определяется из выражения

$$P_з = Б\pi d_а l_з c\sqrt{R_{сж.\,б}}, \qquad \text{(IV.9)}$$

где $R_{сж.б}$ — фактическая прочность бетона на сжатие, кгс/см²;

$$Б = kk_2k_3.$$

Для штанг с гладкой арматурой величина сцепления

$$\tau_{ср} = 15 - 20.$$

Надежная, без смещений по поверхности контакта «порода—бетон», работа штанг возможна при условии

$$d_с\tau_п \geqslant d_а\tau, \qquad \text{(IV.10)}$$

где $d_с$ — диаметр скважин, см; $\tau_п$ — сцепление бетона с породой, кгс/см²;

Оптимальный диаметр скважин определяется из соотношения

$$d_c = d_a + 10. \qquad \text{(IV.11)}$$

Расчетные сопротивления прокатной стали на сжатие, растяжение, изгиб ($R_{ст}$, тс/м²) 21000; 21000 и 23000 соответственно для стали марки Ст3; Ст4 и Ст5.

Расчетные сопротивления растянутой арматуры ($R_{а.р}$, кгс/см²) и сжатой ($R_{а.сж}$ кгс/см²) при расчете на прочность приведены в табл. 40. Модуль упругости стали следует принимать $E = 2{,}1 \cdot 10^7$ тс/м².

Таблица 40

Вид арматуры	$R_{а.р}$	$R_{а.сж}$
Сталь горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I, а также полосовая, угловая и фасонная группы марок Ст.3	2100	2100
Сталь горячекатаная периодического профиля класса		
А-II	2700	2700
А-III	3400	3400
А-IV	5100	3600

Методика расчета штанговой крепи в вертикальных стволах предложена в работе [128]. В работе [123] использованы, кроме того, результаты более поздних исследований. Расчет основан на проверке устойчивости пород в стенках ствола по СНиП II-М.4—65.

В зависимости от устойчивости, либо неустойчивости (в том числе и по новым уточненным критериям, приведенным в главе III) пород рассматриваются несколько вариантов.

I вариант. Породы вблизи ствола устойчивы, однако возможны случайные местные вывалы. Предполагается, что средняя глубина вывалов не превысит 1,5—1,7 м (цифры слишком завышены) вследствие чего активная длина штанг должна быть не менее 2—2,2 м.

Расстояние между штангами рекомендуется принимать

$$a_1 = (0{,}5 - 0{,}7)\, l_a. \qquad \text{(IV.12)}$$

Штанги располагают по контуру ствола равномерно.

Вес пород в пределах вывала

$$P_2 = 0{,}34 \gamma a_1^3, \qquad \text{(IV.13)}$$

т. е. высота вывала пород равна удвоенному расстоянию между штангами. Размеры области трещиноватости, примыкающей к выработке, можно определить по способу, предложенному в работе [15].

Несущая способность штанг определяется по формуле (IV.8) или (IV.9) и уточняется по условию

$$P_з \geqslant (2-3)\,P_2. \qquad \text{(IV.14)}$$

II вариант. Породы в стенках ствола устойчивы и вблизи контура образуется предельная зона. Ориентировочные размеры этой зоны можно определить по методике, приведенной в главе II (рис. 29).

Активная длина штанг

$$l_а = b + 1{,}5l_з, \qquad \text{(IV.15)}$$

где b — размер предельной зоны.

Расстояние между штангами должно отвечать условию (IV.12).

Нагрузка на одну штангу может быть определена из выражения

$$F = \frac{\gamma b a_1^2}{2\,\mathrm{tg}\,\varphi}. \qquad \text{(IV.16)}$$

Несущая способность штанг должна удовлетворять условию

$$P_з \geqslant 2F. \qquad \text{(IV.17)}$$

III вариант. Состояние пород вблизи ствола рассматривается с позиций теории предельного равновесия. Разрушение происходит вследствие сдвига по криволинейным линиям скольжения. Линии скольжения имеют вид логарифмической спирали. Длину штанг и расстояние между ними в ярусе устанавливают из условия пересечения штангой наиболее опасных линий скольжения, совпадающих с естественными и искусственными линиями ослабления, а также расположенных параллельно контуру выработки.

Для расчета длины штанг предложено выражение

$$l_ш = k_1 r\,(e^{m\alpha} - 1) + l_з + l_к, \qquad \text{(IV.18)}$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий возможные отклонения линий скольжения вследствие местной трещиноватости от теоретического положения и принимаемый от 1,2 до 1,4; α — центральный угол между штангами, рад; r — радиус ствола; $l_з$ — длина замковой части штанги; $l_к$ — часть штанги, выступающая в выработку; m — коэффициент, определяющий свойства пород по линии скольжения. Для определения коэффициента m необходимо знать углы трения по плоскостям ослабления, которые рекомендуется заимствовать из работы [134].

При расчете параметров крепи по рассмотренной методике (III вариант) предполагается, что возведенные сразу после обнажения стенок ствола штанги предотвратят перемещение пород по наиболее опасным линиям скольжения и выработка будет устойчива. Для предотвращения вероятности возникновения

мелких пилларов рекомендуется стенки ствола покрывать набрызгбетоном.

По аналогичной методике можно рассчитать сталеполимербетонную штанговую крепь.

Расчет комбинированной крепи. В работе [44] полагается, что ввиду малости толщины набрызгбетонного покрытия по сравнению с шагом установки штанг его можно рассматривать как тонкую плиту с жестко защемленными краями. Тогда максимальное напряжение в плите

$$\sigma = \beta \frac{a}{l}(1-\mu^2) q \frac{l^2}{h^2}, \qquad \text{(IV.19)}$$

где a и l — размеры плиты; μ — коэффициент Пуассона для набрызгбетона; q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки (принимается как вес пород, заключенных в своде между рядами штанг); h — расчетная толщина плиты.

Из условия прочности $\sigma \leqslant [\sigma_p]$ для наиболее распространенного квадратного расположения штанг ($a = l$ и $\beta = 1{,}232$) с учетом $1 - \mu^2 \approx 1$, что идет в запас, получим

$$h \approx l \sqrt{\frac{1.232q}{[\sigma_p]}}, \qquad \text{(IV.20)}$$

где $[\sigma_p]$ — допускаемое напряжение набрызгбетона на растяжение.

Учитывая, что набрызгбетон укрепляет нарушенный приконтурный слой и работает совместно с ним, можно записать

$$h = h_1 + h_2, \qquad \text{(IV.21)}$$

где h_1 — толщина набрызгбетонного покрытия; h_2 — толщина укрепленного слоя пород.

Для составной совместно работающей плиты должно выполняться условие

$$h_2 = \frac{E}{E_к} h_1, \qquad \text{(IV.22)}$$

где E и $E_к$ — модули упругости породы и крепи из набрызгбетона.

Решая совместно уравнения (IV.21) и (IV.22) с учетом выражения (IV.20), получаем

$$h_1 = \frac{E_к}{E + E_к} l \sqrt{\frac{1.232q}{[\sigma_p]}}. \qquad \text{(IV.23)}$$

В случае невыполнения условия прочности, т. е. $\sigma > [\sigma_p]$, набрызгбетон усиливается арматурной сеткой.

§ 18. РАСЧЕТ ОДНОСЛОЙНОЙ КРЕПИ СТВОЛОВ

При расчете крепи следует ориентироваться на фактически замеренные величины нагрузок, статистически обобщенные в работе [82]. Значения нормативных средних нагрузок приведены в табл. 38.

В значительной степени стохастический характер распределения нагрузок послужил основанием для предложений рассматривать эпюру давления на крепь как реализацию некоторой случайной функции. В работе [28] предложена на этой основе с учетом возможных колебаний прочности бетона следующая формула для расчета крепи:

$$\delta = r_0 \left(\sqrt{\frac{R_б}{R_б - mP\sqrt{3}}} - 1 \right), \qquad \text{(IV,24)}$$

Величина mP является расчетной нагрузкой в предположении вероятности разрушения крепи 2—5%, а $R_б$ — расчетной прочностью бетона. Для необводненных пород рекомендуется значения m принимать равными 1,1—1,3.

Анализ данных по замерным станциям в стволах показал, что фактические эпюры лучше аппроксимировать выражением

$$P_\theta = P_0 + P_2 \cos 2\theta, \qquad \text{(IV,25)}$$

нежели равномерно распределенной нагрузкой. При этом ориентировка осп максимальных нагрузок в большинстве случаев отклоняется от направления линии вкрест простирания пород на 60—80°.

Рассматривались и многомаксимумные расчетные эпюры, по практические расчеты сводились к использованию эпюры с двумя максимумами, поскольку реализация последней ставит крепь в наиболее неблагоприятные условия [24, 60, 82 и др.].

Есть предложения рассчитывать крепь по заданной эпюре, описываемой выражением типа (IV.25). Однако это связано с рядом трудностей. Прежде всего эпюра предполагается известной, хотя при проектировании и строительстве она фактически неизвестна. Если же известны распределение нагрузок и значения P_0 и P_2 для ствола в сходных условиях, то их нельзя применять непосредственно без учета возможных отклонений в величинах фактических нагрузок на новом стволе, т. е. без учета возможного коэффициента перегрузки.

Анализ распределения нагрузок по величине [82] показал, что это распределение для обычных условий, по крайней мере при значениях коэффициентов неравномерности более 0,3, не подчиняется нормальному закону.

По заданному уровню расчетной надежности можно определить отклонения в сторону увеличения нагрузок, т. е. получить расчетное значение максимальных нагрузок P_{max}, например, по «правилу 3σ», как это сделано в работе [82]. Но нельзя получить аналогичным путем расчетное значение минимальной нагрузки P_{min}. Можно, правда, принять наихудший случай, положив P_{min} равным нулю. Однако тогда получим $P_0 = P_2 = P_{max}/2$, т. е. и в этом случае исходным является P_{max}.

Исследования работы крепи [60, 82] привели к выводу, что при достаточно высоком значении касательных усилий связи крепи с породами проверку крепи на прочность можно вести только по P_{max}, допуская при этом весьма малую ошибку по сравнению со степенью неопределенности задания нагрузок. Речь идет о формуле (IV.4). Она получена в предположении отсутствия тангенциальных перемещений на контакте крепи и породы ($V = 0$). Этому условию соответствует довольно высокий уровень касательных усилий связи крепи с породами $t_{V=0}$. В обычных условиях, как показано в работе [60], эти усилия не превосходят прочности контакта. Распределение касательных напряжений на контакте крепи с породой, соответствующее эпюре радиальных нагрузок вида (IV.25), определяется следующей формулой [60, 82]:

$$\tau_{r\theta} = -t \sin 2\Theta, \qquad \text{(IV.26)}$$

где t — максимальные значения напряжений; Θ — текущая угловая координата, отсчитываемая от направления P_{max}.

В работе [60] приведены формулы для расчета крепи и при меньших касательных усилиях, выведенные строго, в отличие от других аналогичных предложений.

Условие $V = 0$ является довольно жестким. В работе [24] получены, с точностью до $(\delta/r_1)^2$, несколько меньшие по величине значения t в предположении отсутствия неравномерности напряжений на внутреннем контуре. Делая дальнейшие упрощения, рекомендуется принимать расчетное значение t равным $2P_2$ (вообще $t = kP_k$ для многомаксимумной эпюры). Имеются и другие предложения [37 и др.]. Наряду с этим в некоторых работах делались выводы, что $\tau_{r\theta}$ имеет противоположный знак по сравнению с формулой (IV.26). Однако делая последний вывод, авторы, как правило, не учитывали, что направление наибольшего давления на крепь не обязательно совпадает с направлением наибольшего давления в массиве.

Эпюра неравномерного радиального давления в массиве переориентируется, переходя через нулевые значения P_2 вблизи крепи [24, 76] так, что направление наибольшего давления на крепь оказывается повернутым относительно направления максимальных напряжений σ_r в массиве на 90°. При этом формула (IV.26) оказывается верной, если отсчет угла вести от направления наибольшего нормального давления на крепь. Касательные нагрузки меняют знак лишь при жесткости крепи, превосходящей жесткость пород на несколько порядков, что в практике не встречается.

В постановке задачи, более близкой к реальному взаимодействию крепи с породами, когда отверстие проделывается в уже напряженном массиве, во многих случаях наблюдается даже двойная переориентировка, так что направление наибольших σ_r

в массиве меняется дважды, совпадая на контакте с крепью с первоначальным в глубине массива. Для бетонной крепи обычной толщины справедливость формулы (IV.26) при этом сохраняется.

Исследования показывают, что значения t для бетонной крепи с отношением m от 1,05 до 1,40 меняются от 2,07 до 2,82, практически незначительно отклоняясь от указанных ранее значений t при $V = 0$.

Таким образом, вполне приемлемо вести расчет бетонной крепи в обычных горно-геологических условиях по простой формуле (IV.4) с учетом предусмотренных строительными нормами коэффициентов.

Обращаясь к определению расчетных максимальных нагрузок P_{max}, отметим, что хотя распределение фактических нагрузок нормальному закону не подчиняется, их отклонения от значений, определяемых формулой (IV.25), распределяются по нормальному закону. Учитывая односторонний предел, получаем следующее расчетное значение максимальных нагрузок при уровне надежности 0,9973 (принятом в работе [82] и в СНиП):

$$P_{max.\,р} = P_{max\,(ном)} + 2{,}8\sigma, \qquad (IV.27)$$

где σ — стандарт отклонения значений нагрузок от аппроксимирующей их распределение по периметру ствола кривой; $P_{max\,(ном)}$ — наибольшее значение нагрузки по этой кривой (номинальное), которое равно сумме $P_0 + P_2$.

Значение $P_{max.\,р}$ мало отличается от полученного по правилу трех сигм, исходя из средней нагрузки

$$P_{max} = P_{ср}(1 + 3v), \qquad (IV.28)$$

когда доверительный интервал в долях от средней квадратической ошибки v равен трем.

Принимаемая надежность должна отвечать и экономическим критериям так, чтобы

$$K_v = P_v = C_{min}, \qquad (IV.29)$$

где K_v — капитальные затраты при надежности, характеризуемой величиной v; P_v — сопоставимые затраты на восстановление крепи при той же расчетной надежности; C_{min} — общие затраты на сооружение и ремонт при указанном оптимальном значении v.

По данным замеров давления на крепь сделана попытка определить эти значения исходя из расчетного периода (периода оптимизации) 15 и 50 лет. Положение минимума затрат в обоих случаях оказалось близким. Оптимальное значение v для бетонной крепи при существенной ее загруженности составило 2—2,5.

В настоящее время нет достаточных данных для суждения об изменении фактической надежности крепи во времени, учет которого повлечет и изменения оптимального расчетного (начального) значения надежности. Однако проведенный анализ позволяет рекомендовать для определения P_{max} формулу (IV.5), как содержащую необходимый запас. В соответствии со СНиП для бетонной крепи принимают следующие значения коэффициентов: $n = 1{,}5$; $n_1 = 0{,}67$ на протяженных участках стволов $n_1 = 1$ в сводовых частях сопряжений и $n_1 = 1{,}34$ на протяженных участках ствола в местах пересечения глинистых, склонных к пучению пород.

Сравнивая результаты расчетов по формулам (IV.5) и (IV.24), можно видеть, что если для твердых пород коэффициент $m\sqrt{3}$ составляет 2,28, то в формуле (IV.4), с учетом выражения (IV.5), этот коэффициент, отнесенный к P_{max}, составит, например, при $V = 0{,}6$ величину $2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}67 \cdot 1{,}8 = 3{,}6$, а при $V = 0{,}3$—$2{,}6$. Формула (IV.4) дает бо́льшие коэффициенты запаса, дифференцированные по углам падения и местоположению участка ствола.

В обычных условиях на достигнутых глубинах проявления ползучести пород и крепи не играют особой роли. Эта роль возрастает по мере увеличения глубины при расчете бетонной крепи глубоких стволов, а также в некоторых случаях и на обычных глубинах.

Хотя для обычных условий наличие высоконапорных водоносных горизонтов не характерно, однако иногда они пересекаются стволами. Принципиальные подходы к выбору крепи и мероприятиям по водоподавлению и дренажу были освещены в главе III. Если снять напор за крепью не удается, то ее следует рассчитывать и на остаточный напор q. Поскольку значение этого давления для крепи до конца не выяснено, величину остаточного напора прибавляют к расчетной величине P_{max}. При этом коэффициенты неравномерности давления уменьшают по сравнению с их значениями, приведенными в табл. 39. Расчетное значение их получают умножением табличных значений на величину

$$\frac{1+0{,}1\,(R_1-3)}{1+0{,}1\,(R_1-3)+\frac{q_0}{P_н}},$$

где q_0 — давление, определяемое остаточным напором за крепью (см. § 11).

Верхние участки стволов могут испытывать давление со стороны рыхлых наносов. Вес поверхностных зданий и сооружений дает дополнительную пригрузку. Исследования по этому вопросу изложены в работе [82]. Расчет производится следующим образом [30, 82].

Максимальные нагрузки определяют по формуле

$$P_{max} = 1{,}1\beta\left\{\gamma r_0 \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}{a_\varphi - 1}\left[1-\left(\frac{r_0}{r_0+H\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}\right)^{a_\varphi-1}\right]+q_{max}\right\}, \quad \text{(IV.30)}$$

где β — безразмерный коэффициент, принимаемый равным 2 при расстоянии более 20 м от проемов в крепи и 3,4— при расстоянии менее 20 м; γ — объемный вес пород; φ — угол внутреннего трения;

$$a_\varphi = 2\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right);$$

H — глубина рассматриваемого участка от поверхности; q_{max} — наибольшая дополнительная пригрузка от веса зданий и сооружений.

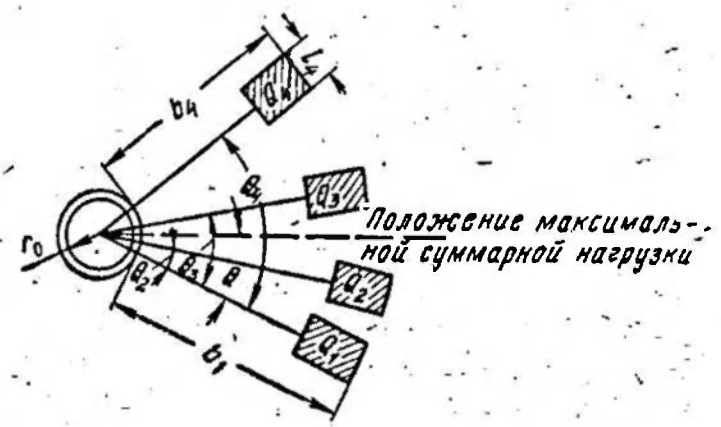


Рис. 58. Схема к определению дополнительной нагрузки на крепь устья ствола от зданий и сооружений на поверхности:
l_i, b_i — геометрические размеры зданий и сооружений; Q_i — вес сооружения

Дополнительная пригрузка может быть определена графически, а ее эпюра от каждого сооружения $q_{\varphi_1(l)}$ как $q_i \cos^2\Theta_i$, причем начало отсчета угла помещается по радиусу, проходящему через центр тяжести сооружения. Наибольшая пригрузка от отдельного сооружения q_i определяется по формуле

$$q_i = \frac{2(r_0+b_i)Q_i}{l_i b_i (2r_0+b_i)}\left[\frac{r_0}{r_0+H\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}\right]^{a_\varphi}\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right), \quad \text{(IV.31)}$$

где Q_i — вес зданий.

Смысл l_i, b_i и Q_i ясен из рис. 58. Ветви эпюр по другую сторону ствола не строятся. Наибольшая пригрузка определяется по суммарной эпюре. Учитываются здания и сооружения, которые отстоят от ствола не далее $5r_0$.

Если можно выделить группу зданий и сооружений, расположенных с одной стороны, которые явно оказывают наибольшее влияние то максимальная пригрузка определяется по формуле

$$q_{max} = q_1\cos^2\Theta + q_2\cos^2(\Theta-\Theta_2) + \ldots + q_n\cos^2(\Theta-\Theta_n). \quad \text{(IV.32)}$$

Здесь $q_{1,2,\ldots,n}$ определяются по формуле (IV.31), а угол Θ, соответствующий направлению действия q_{max}, как

$$\Theta = 0{,}5 \operatorname{arctg} \frac{\sum_{i=2}^{n} q_i \sin 2\Theta_i}{q_1 + \sum_{i=2}^{n} q_i \cos 2\Theta_i}. \qquad \text{(IV.33)}$$

§ 19. РАСЧЕТ КРЕПИ СТВОЛОВ С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОНА

Известно, что поведение бетона под нагрузкой не соответствует идеализированной схеме упругого тела. Даже при неизменной во времени нагрузке деформации бетона продолжают развиваться, т. е. бетон «ползет» с течением времени.

Для бетона характерны усадка и тепловыделение в процессе схватывания и твердения, а также изменение во времени основных физико-механических свойств: характеристик прочности, модуля упруго-мгновенных деформаций и других, обусловленных его старением.

По современным представлениям ползучесть бетона определяется главным образом постепенным возникновением и развитием микротрещин в кристаллизационной его структуре и межкристаллическим вязким течением [140].

Если образец в возрасте τ_1 подвергнуть вынужденной деформации сжатия и в дальнейшем сохранять ее, то сжимающие напряжения, возникшие в момент τ_1, с течением времени будут уменьшаться. Этот процесс называется релаксацией напряжений. Способность бетона к релаксации напряжений находится в тесной связи с его ползучестью [7, 110].

Задача о равновесии бетонной крепи, находящейся в состоянии ползучести, формулируется, следуя Н. Х. Арутюняну [9], следующим образом.

При известных действующих на крепь силах или перемещениях требуется определить напряжения и деформации в крепи с учетом ползучести и изменения во времени модуля мгновенной деформации бетона. Такая постановка предполагает, что известны характеристики ползучести: модуль мгновенной деформации; мера ползучести для одноосного напряженного состояния; мера ползучести при чистом сдвиге; коэффициент поперечного сжатия для упругой деформации. Эти характеристики получают на основании экспериментальных данных. Поэтому современная теория ползучести бетона является феноменологической.

Для количественной оценки явлений, связанных с реологическими процессами в бетоне, необходима аналитическая связь между изменяющимися деформациями, напряжениями, скоростями деформации и временем. Такая связь устанавливается на

основе той или иной гипотезы, в зависимости от которой и различаются теории ползучести.

Остановимся кратко на основных особенностях теорий ползучести бетона [110].

Наследственная теория старения, или «теория упруго-ползучего тела», разработанная Г. Н. Масловым и Н. Х. Арутюняном, является более общей теорией ползучести бетона и лучше описывает все наиболее важные его свойства, характеризующие поведение при длительной нагрузке. Теория исходит из принципа учета предшествующего напряженно-деформированного состояния и его влияния на состояние в данный момент времени. Характеристики ползучести зависят от возраста бетона, т. е. принимается во внимание его «старение». В этом случае, например, «мгновенный» модуль деформирования E_0 становится «условно-мгновенным», поскольку его величина изменяется во времени, $E_0(t)$.

Иными словами, реологическое уравнение деформирования бетона согласно наследственной теории старения не инвариантно относительно изменения начала отсчета времени. В этом основное достоинство наследственной теории.

Учитывая, что деформации ползучести зависят от возраста в момент приложения нагрузки τ и продолжительности действия нагрузки $t-\tau$, Н. Х. Арутюнян предложил полную относительную деформацию бруса из бетона (при простом сжатии или растяжении) определять из выражения

$$\delta(t, \tau)=\frac{1}{E(\tau)}+C(t, \tau), \qquad \text{(IV.34)}$$

где $1/E(\tau)$ — упруго-мгновенная деформация бетона; $C(t, \tau)$ — мера ползучести, т. е. деформация ползучести к моменту времени t.

В свою очередь мера ползучести

$$C(t, \tau)=\Theta(\tau) f(t-\tau). \qquad \text{(IV.35)}$$

Функция $\Theta(\tau)$, определяющая старение, при увеличении τ монотонно убывает и стремится к постоянной, характеризующей старый бетон.

На основании выражения (IV.34) составляется соответствующее интегральное уравнение для определения полных относительных деформаций $\varepsilon(t)$ бетонного бруса, учитывающее упруго-мгновенную деформацию и деформацию ползучести. Решив интегральное уравнение относительно напряжений, получим соотношение для определения полных напряжений в брусе [91].

Другие исследователи полную относительную деформацию бруса из бетона $\delta(t,\tau)$ определяют по формуле

$$\delta(t, \tau)=\frac{1}{E(\tau)}[1+\bar{C}(t, \tau)], \qquad \text{(IV.36)}$$

где $\overline{C}(t,\tau)$ — функция, называемая в дальнейшем характеристикой ползучести.

Подобно выражению (IV.35), величины $\overline{C}(t,\tau)$ можно записать в виде произведения

$$\overline{C}(t,\ \tau)=\psi(\tau)f(t-\tau), \qquad \text{(IV.37)}$$

где $\psi(\tau)$ — предельная характеристика ползучести, т. е. функция, определяющая относительную величину деформации ползучести в зависимости от возраста бетона к моменту приложения нагрузки; функция $f(t-\tau)$, как и в формуле (IV.35), учитывает продолжительность действия нагрузки, т. е. связана с наследственностью. Предельная характеристика ползучести

$$\psi(\tau)=\frac{\varepsilon_{\text{п}}(\infty,\ \tau)}{\varepsilon_{\text{у}}(\tau)}=E(\tau)\,\Theta(\tau), \qquad \text{(IV.38)}$$

где $\varepsilon_{\text{п}}(\infty,\tau)$ — относительная деформация ползучести при $t=\infty$ от силы, приложенной в момент τ.

В таком виде предельную характеристику ползучести впервые рассматривал С. В. Александровский [7].

Предельная характеристика по предложению И. Е. Прокоповича [110] может быть определена по формуле

$$\psi(\tau)=[C+a(\tau)]\,(1-\beta e)^{-\alpha\tau}, \qquad \text{(IV.39)}$$

где

$$C=C_0E_0,\ \text{а}\ a(\tau)=AE_0\,e^{-\gamma\tau}; \qquad \text{(IV.40)}$$

C — предельная характеристика ползучести в соответствии с теорией упругой наследственности; E_0 — модуль упруго-мгновенных деформаций; C_0, A, β, α, γ — коэффициенты, определяемые на основании экспериментальных данных [7, 9].

Характерной особенностью кривых функции $\psi(\tau)$ является их немонотонный характер изменения во времени. Функция $\psi(\tau)$ вначале возрастает, переходит через максимум и убывает, стремясь к определенному пределу, соответствующему старому бетону [110]. Следует ожидать, что по такому же закону изменяются и полные напряжения в образце, находящемся в условиях одноосного сжатия, так как предельная характеристика ползучести входит в выражение, определяющее полное напряжение.

Опыты, проведенные в Одесском инженерно-строительном институте, подтверждают немонотонный характер изменения напряжений, обусловленный влиянием ползучести и старения на напряженное состояние бетонных стержней (рис. 59). Здесь бетонные стержни работали в условиях заданной деформации, изменяющейся во времени. Деформации прикладывались ступенями и выдерживались постоянными до момента новой ступени нагружения. Отмеченная особенность немонотонного изменения напряжений во времени объясняется тем, что возраст бетона к моменту нагружения влияет на напряжения через характеристику

ползучести $\bar{C}(t,\tau)$ и модуль упруго-мгновенных деформаций $E(t)$, которые изменяются не синхронно.

Основной особенностью теории старения бетона является предположение, что интенсивность старения определяется только скоростью деформаций ползучести. Теория старения полностью отрицает обратимость деформаций ползучести. Этим самым постулируется параллельность кривых ползучести у образцов раннего и позднего нагружения. В противоположность наследственной теории здесь предельная характеристика ползучести есть функция только одной координаты — времени t, входящего в уравнение состояния в явном виде. Однако физические законы не включают время в явном виде. Поэтому при расчетах по формулам теории старения нужно принимать ту кривую семейства «$\sigma-\varepsilon$», которая соответствует заданному моменту t, и принимать те характеристики материала, которые соответствуют этому моменту времени. Это значит, что теория старения может быть использована в случаях, когда получены уравнения состояния материала.

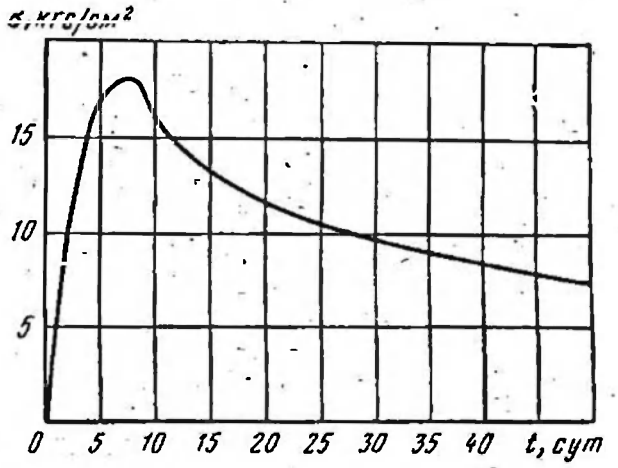


Рис. 59. Характер изменения во времени напряжений в бетонном брусе

Эти недостатки теории старения делают ее мало пригодной для описания длительных процессов, когда напряжения или деформации претерпевают значительные изменения в моменты времени, отдаленные от выбранного начала отсчета. Поэтому она неприменима, например, к процессам интенсивного нарастания деформаций крепи после предшествующего сравнительно спокойного их развития.

Теория упругой наследственности, базирующаяся на интегральных соотношениях Больцмана—Вольтерра, не учитывает старения бетона. В соответствии с основным принципом этой теории можно решить любую задачу с учетом ползучести, если известно упруго-мгновенное решение. Для этого необходимо упругие постоянные заменить соответствующими операторами, т. е. специальными функциями, учитывающими влияние ползучести. Основная трудность состоит в расшифровке этих операторов.

Специальные функции здесь $\bar{k}(t-\tau)$ и $\bar{R}(t-\tau)$, называемые соответственно ядром ползучести и резольвентой ядра, являются характеристиками среды и описывают скорость ползучести материала при постоянном напряжении и скорость изменяющегося во времени напряжения, необходимого для поддержания постоянной единичной деформации.

Теория упругой наследственности постулирует полную обратимость деформаций ползучести. Этим предполагается полное тождество кривых ползучести бетона, нагружаемого в разные сроки. Физически это означает, что имеется в виду бетон с физико-механическими свойствами, инвариантными относительно абсолютного значения времени наблюдения, т. е. теория упругой наследственности применима лишь к «старому» бетону. В соответствии с этим принимается $E(\tau) = E_0 = \text{const}$.

Изложенные соображения дают основание рекомендовать для расчета крепи наследственную теорию старения. Имеющиеся в настоящее время методы расчета бетонной крепи, учитывающие ползучесть, можно разделить на две группы. К первой группе относятся задачи, в которых напряженное состояние крепи вызвано внешними силами, а ко второй — заданными деформациями. Такое разделение имеет вид методического приема, так как напряженное и деформированное состояние крепи зависит от совместного действия этих факторов.

Решение Н. Н. Долиной, И. И. Круш и М. И. Розовского относится к первой группе. Авторы исходят из формул для компонент основных напряжений в материале упругой крепи, полученных Ж. С. Ержановым при решении задачи о взаимодействии крепи ствола с упруго-ползучим массивом.

Упругие характеристики крепи (модули упругости, сдвига и коэффициент Пуассона) заменяются временными интегральными операторами по принципу Вольтерра. Мера ползучести бетона записывается в форме (IV.35). Для определения реологических параметров бетона использованы экспериментальные данные, приведенные в работе [110].

Численный анализ полученной формулы для определения окружных напряжений в тонкостенной крепи показал, что напряжения со временем изменяются немонотонно (рис. 60). Отметим, что расчет произведен для крепи, контактирующей с песчаником.

Ю. М. Либерман производит расчет крепи при напряженном состоянии, вызванном заданными деформациями, т. е. решается задача второй группы. Деформации пород контура описываются эмпирической формулой, полученной на основании экспериментальных данных. Описание релаксационных свойств бетона проводится в соответствии с теорией Н. Х. Арутюняна [9].

Полученный график зависимости безразмерных окружных напряжений в крепи от времени свидетельствует об отчетливой немонотонности рассматриваемой функции (рис. 61). Напряжения в крепи возрастают, проходя через максимум при $t = 74$ сут, а затем убывают, асимптотически стремясь к некоторому пределу. Напряжение в крепи через 74 сут с момента введения ее в работу превышает напряжение через 300 сут в 1,6 раза.

В другой работе [86] Ю. М. Либерман рассматривает влияние реологических процессов на напряженное состояние бетонной крепи

в более общей постановке: ползучесть породы принимается линейной, а ползучесть бетона — нелинейной. Давление на крепь определяется из решения интегро-дифференциального уравнения совместности деформаций, записанного в усилиях.

Как и в предыдущей задаче, реологические свойства бетона описываются уравнением наследственной теории старения. Однако, учитывая сложность решения уравнения, численный пример выполнен для наиболее простого случая: в предположении отсутствия старения бетона.

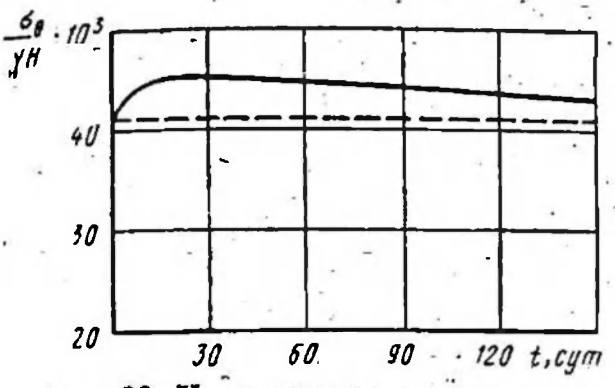


Рис. 60. Характер изменения во времени окружных напряжений в бетонной крепи

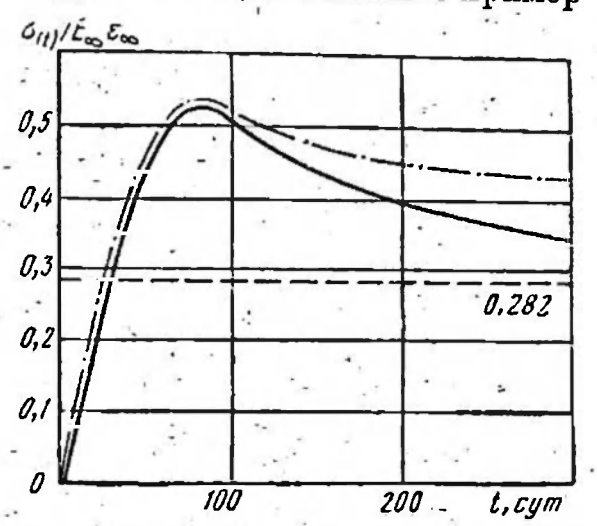


Рис. 61. Зависимость безразмерных окружных напряжений в бетонной крепи от времени

Показано, что даже в случае взаимодействия породы и крепи с линейными характеристиками возникает немонотонное развитие во времени радиального давления. Установленная особенность развития напряжений в системе «бетонная крепь—порода» не является, по нашему мнению, неожиданностью в строительной механике. Такой характер влияния времени на напряженное состояние системы «крепь—порода» может быть объяснен на основе теории деформирования систем, составленных из неоднородных элементов [110 и др.]. При этом под системами из неоднородных элементов понимаются системы, обладающие различными деформативными свойствами. Здесь критерием изменения напряжений во времени в крепи и контактирующих с крепью породах при напряженном состоянии, вызванном внешними силами, является отличие от нуля разности предельных характеристик ползучести пород и крепи

$$\psi_п(\tau) - \psi_к(\tau) \neq 0. \qquad \text{(IV.41)}$$

Неоднородность системы «крепь—порода» будет влиять на напряженное состояние, вызванное заданными деформациями, если

$$\psi_п(\tau) \neq \psi_к(\tau) \text{ и } E_п(\tau) \neq E_к(\tau), \qquad \text{(IV.42)}$$

т. е. к условию (IV.41) добавляется новое неравенство модулей упругости крепи и пород.

Рассмотрим конкретную систему «порода—бетонная крепь». Система составлена из неоднородных элементов и ее можно описывать одним уравнением совместности деформаций. Предположим, что реологические процессы в породе описываются теорией упругой наследственности, а в крепи — наследственной теорией старения. Тогда неравенства (IV.42), принимая во внимание формулы (IV.39) и (IV.40), можно записать в виде

$$\int_0^{\infty} K(t-\tau)\,d(t-\tau) \neq E_0\left(C_0 - Ae^{-\gamma\tau}\left(1-\beta e^{-\alpha\tau}\right)\right), \qquad \text{(IV.43)}$$

$$E_{дл} \neq E_0\left(1-\beta e^{-\alpha\tau}\right), \qquad \text{(IV.44)}$$

где $E_{дл}$ — длительный модуль упругости,

$$E_{дл} = \frac{E}{1+\int_0^{\infty} K(t-\tau)\,d(t-\tau)}; \qquad \text{(IV.45)}$$

E — модуль упруго-мгновенных деформаций породы; $K(t-\tau)$ — ядро ползучей породы.

Из выражения (IV.43) следует, что максимальное перераспределение внутренних напряжений в системе «крепь—порода» будет тогда, когда один из элементов системы не обладает ползучестью. В зависимости от соотношения между функциями, входящими в левую и правую части (IV.43), усилия в элементах системы могут увеличиваться или уменьшаться. Разность предельных характеристик ползучести породы и крепи является важнейшей при описании этой неоднородной системы, так как она входит в выражение, определяющее закон изменения во времени усилий в ее элементах. Физико-механические свойства породы здесь инвариантны относительно абсолютного времени наблюдения $t-\tau$. Поэтому характер изменения во времени усилий в системе «крепь—порода» определяется в основном особенностью предельной характеристики ползучести, т. е. немонотонностью ее изменения.

Отметим, что данные натурных измерений нагрузок на бетонную крепь стволов также не обнаруживают немонотонности в их развитии, за исключением случаев, когда уменьшение нагрузок происходит в результате изменения условий работы крепи [82].

Анализ рассмотренных способов расчета крепи с учетом реологических процессов показывает, что в настоящее время разработаны эффективные схемы решения, однако нет единого мнения о конструировании реологического уравнения состояния бетона. Окончательные формулы для расчета напряжений в крепи отличаются большой сложностью. Упрощение реологического уравнения состояния бетона может привести к получению формул, не отражающих достоверного характера развития деформаций ползучести во времени.

Предлагаемый способ расчета крепи ствола отличается простотой окончательных расчетных формул. Здесь используются строгие решения соответствующих задач механики сплошной среды и реологическое уравнение бетона, наиболее полно отражающее ползучесть его и старение.

Для определения окружных напряжений в крепи с учетом реологических свойств бетона, т. е. полных напряжений, воспользуемся зависимостями Ж. С. Ержанова для радиальных смещений неподкрепленных стенок ствола $U(t)$ и окружных напряжений в упругой бетонной крепи $\sigma_\theta(t)$. Здесь породы обладали линейной затухающей ползучестью при длительном нагружении. Предположим, что бетонная крепь работает в наиболее опасном режиме, т. е. в режиме заданной деформации. Функцию, описывающую изменение окружной деформации, будем считать заданной величиной:

$$\varepsilon_\theta(t) = \frac{U(t)}{R}, \qquad \text{(IV.46)}$$

где R — радиус ствола в проходке.

За начало отсчета времени примем некоторый момент укладки бетона τ_0. Возраст его определим координатой τ_1, а момент времени, для которого определяется напряжение или деформация, координатой t. Тогда при воздействии на бетон деформаций $\varepsilon_\theta(t)$, начиная с возраста τ_1, полные окружные напряжения в крепи в соответствии с Н. Х. Арутюняном можно определить из уравнения

$$\sigma_\theta^*(t) = \sigma_\theta(t)\left[\varepsilon_\theta(t) - \int_{\tau_1}^{t} \varepsilon_\theta(\tau) R(t, \tau)\, d\tau\right], \qquad \text{(IV.47)}$$

где $\sigma_\theta(t)$ — упругие окружные напряжения в крепи. $\varepsilon_\theta(t)$ — упругие окружные деформации крепи, равные окружным деформациям пород на контуре; $R(t,\tau)$ — резольвента ядра ползучести бетона.

Рассмотрим отдельные члены, входящие в правую часть уравнения (IV.47). Первый член, стоящий в квадратных скобках, определяет величину упругой деформации, задаваемой крепи в момент времени t. Это означает, что крепь в начале рассматривается как идеально упругое тело, не обладающее ползучестью, с упругими коэффициентами, зависящими от времени. При этом действие сил считается статическим, т. е. время рассматривается как параметр. Второй интегральный член уравнения (IV.47) является функционалом, т. е. отражает всю историю деформирования бетона на интервале времени $t-\tau_1$, а именно: возраст бетона к моменту приложения вынужденной деформации τ_1; продолжительность ее действия $t-\tau_1$; характер процесса ползучести и влияние старения. Однако степень соответствия экспериментальным данным расчетных величин деформаций и напряжений, отыскиваемых на основе наследственной теории

старения, зависит от выбранных выражений для функций $L(t, \tau)$ и $R(t, \tau)$.

Нами применяется ядро ползучести, предложенное С. В. Александровским [7]. Оно наилучшим образом отражает все наиболее важные физико-механические свойства бетона и дает результаты, близкие к опытным. Вместе с тем это ядро позволяет свести решение основного уравнения (IV.47) к квадратурам.

Для меры ползучести, входящей в ядро, С. В. Александровский предложено выражение

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) - F(t)\,(e^{\gamma t} - A_2) - \Delta(\tau)\, e^{-\alpha(t-\tau)}, \qquad \text{(IV.48)}$$

где

$$\varphi(\tau) = \psi(\tau) + \Delta(\tau); \qquad \text{(IV.49)}$$

$$F(t) = \frac{\psi(t)}{e^{\gamma t} - A_2}. \qquad \text{(IV.50)}$$

Причем

$$\alpha \gg \gamma > 0, \quad 0 \leqslant A_2 \leqslant 1. \qquad \text{(IV.51)}$$

Изменение модуля упругости бетона во времени аппроксимируется зависимостью

$$E(\tau) = E_0\,(1 - \xi\, e^{-\beta\tau}), \qquad \text{(IV.52)}$$

где E_0 — предельное значение модуля упругости для бетона зрелого возраста; β и ξ — некоторые параметры, подбираемые из опыта.

Решение интегрального уравнения (IV.47) при ядре, определяемом на основании дифференцирования функции (IV.48), представляет значительные трудности. Однако С. В. Александровскому удалось определить числовые значения резольвенты $R(t, \tau)$ ядра ползучести бетона на ЭВМ, что значительно упрощает решение.

Табличные значения $R(t, \tau)$ [7] составлены для так называемого «среднего» бетона, характеризующегося следующими средними значениями параметров функций $E(t)$, $\psi(t)$ и $\Delta(t)$, входящих в формулы (IV.45), (VI.46) и (IV.47):

$$E_0 = 2{,}6 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; \quad \xi = 1; \quad \beta = 0{,}206 \text{ (сут)}^{-1};$$

$$\psi_0 = 0{,}756 \cdot 10^{-5} \text{ (см}^2\text{/кгс)}; \quad \psi_1 = 3{,}416 \cdot 10^{-5} \text{ сут/кгс/см}^2;$$

$$\Delta_0 = 0{,}219 \cdot 10^{-5} \text{ см}^2\text{/кгс}; \quad \Delta_1 = 1{,}204 \cdot 10^{-5} \text{ сут/кгс/см}^2;$$

$$A_2 = 1; \quad \alpha = 6 \text{ (сут)}^{-1}; \quad \gamma = 0{,}03 \text{ (сут)}^{-1}.$$

В связи с тем, что изменчивость значения функции $R(t, \tau)$ от величины параметров, определяющих меру ползучести и его модуля упругости для различных бетонов, проявляется слабо, табулирование функции $R(t, \tau)$ проведено только для одной разновидности бетона. В дальнейшем предполагается составить

такие таблицы для бетонов разных составов и марок при различных вяжущих [7].

По вычисленным значениям функции $R(t, \tau)$ определим, в качестве примера напряжения в бетонной крепи ствола при следующих условиях: глубина ствола $H = 1400$ м; модуль упругости алевролита $E = 1{,}83 \cdot 10^5$ кгс/см²; коэффициент Пуассона $\mu = 0{,}24$; средневзвешенный объемный вес $\gamma = 2{,}7$ тс/м³; реологические параметры алевролита $\delta = 0{,}075$ (с)$^{\alpha-1}$ и $\alpha = 0{,}7$; коэффициент бокового распора пород $\lambda = 1$; внутренний радиус крепи $R_1 = 400$ см; толщина крепи $d = 50$ см; модуль упругости бетона в возрасте 120 сут. $E_б = 2{,}6 \cdot 10^5$ кгс/см²; коэффициент Пуассона — $\mu_б = 0{,}25$.

Определение напряжений в крепи производилось следующим образом.

1. Выбиралась таблица значений функции $R(t, \tau)$, соответствующая данному моменту времени наблюдений t, для которого определялись упругие окружные напряжения $\sigma_\theta(t)$.

2. Значение функции $R(t, \tau)$, содержащееся в таблице, умножалось на известное значение упругих окружных напряжений $\varepsilon_\theta(t)$.

3. Численным способом определялась площадь

$$\int_{\tau_1}^{t} \varepsilon(\tau) R(t, \tau) d\tau.$$

4. Вычитанием площади из $\varepsilon_\theta(t)$ находилось значение разности, приведенной в формуле (IV.47).

5. Умножением полученной разности на значение упругих напряжений $\sigma_\theta(t)$ находилось полное напряжение в крепи, действующее в рассматриваемый момент времени.

Результаты расчета приведены в табл. 41, где, кроме вычисленных напряжений, показаны и соответствующие им расчетные значения средних нагрузок на крепь, и данные натурных измерений.

Таблица 41

Способ определения окружных напряжений в крепи и нагрузок на крепь	Определяемые величины	
	окружные напряжения, тс/м²	радиальные нагрузки, тс/м²
Упругий расчет	32 693	1758
Расчет с учетом ползучести и старения бетона	193	20
Натурные измерения на шахте «Чайкино» на глубине 800 м	—	10

Приведенный способ расчета крепи может применяться для пород с различными реологическими характеристиками. Если крепь работает в условиях вязко-пластического деформирования пород, величину окружных деформаций можно также определить по формуле (IV.46). При этом величина радиальных перемещений рассчитывается по формуле

$$U(t) = v_{\max} t, \tag{IV.53}$$

где $v_{\max}$ — максимальная скорость выдавливания слоя, определяемая из выражений (V.3) работы [121].

Показано, что и в условиях деформирования боковых пород с постоянной скоростью ползучесть бетона приводит к существенной релаксации упругих напряжений, облегчающих работу крепи [120].

ГЛАВА V

СОСТОЯНИЕ МАССИВОВ ПОРОД И УСЛОВИЯ РАБОТЫ КРЕПИ В СТВОЛАХ ПРИ ВЛИЯНИИ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

§ 20. СОСТОЯНИЕ И ДЕФОРМАЦИИ ВМЕЩАЮЩИХ СТВОЛ ПОРОД

Ведение очистных работ сопровождается резкими изменениями состояния пород почвы и кровли пласта, сдвижением толщи до земной поверхности, коренным перераспределением напряжений в массиве.

При разработке пластовых месторождений с согласным залеганием слоистой покрывающей толщи процессы сдвижения начинаются с прогиба пород над выработанным пространством, который, возрастая по мере увеличения пролета, приводит к растрескиванию и обрушению пород вблизи очистной выработки и оседанию поверхности [3]. Процесс происходит в виде последовательного снизу вверх прогиба слоев и распространяется в направлении, близком нормали к напластованию (рис. 62).

Оседание на поверхности ограничивается мульдой сдвижения. В разрезах вкрест простирания и по простиранию ее границы определяются по граничным углам β_0, γ_0, и δ_0. Зона опасных для поверхностных сооружений деформаций в мульде сдвижения определяется углами сдвижения β, γ и δ. С развитием очистных работ оседания поверхности увеличиваются и после достижения определенного размера выработанного пространства образуется плоское дно мульды. Говорят, что этот участок поверхности находится в условиях полной подработки. Соединяя границы плоского дна мульды на вертикальных разрезах вкрест простирания и по простиранию с границами выработанного пространства, получают углы полных сдвижений ψ_1, ψ_2 и ψ_3. Ограниченная по этим углам часть надпластовой толщи образует зону полных сдвижений.

При выемке полезного ископаемого в кровле и почве образуются области разгрузки, напряжения в которых понижены по сравнению с нетронутым массивом. Вес пород над выработанным пространством передается на неотработанные участки пласта, образуя у границ очистного пространства области опорного давления, напряжения в которых повышены по сравнению с нетронутым массивом. Зона обрушения в кровле очистной выработки, где породы сильно разрыхляются, обычно не превышает 4—6-кратной мощности пласта. Вышележащие слои на высоту, примерно равную 20—35-кратной мощности пласта, изгибаются, частично расслаиваются и разбиваются трещинами от изгиба,

образуя зону трещин [3, 109]. Выше этой зоны породы прогибаются плавно. Прогиб сопровождается сдвигами по напластованию. Существенное значение имеет сложение толщи. Более жесткие слои зависают на больших пролетах, разгружая гибкие подстилающие породы или даже отслаиваясь от них. При малой мощности пласта или применении закладки обрушение может отсутствовать. В то же время при малой глубине разработки и

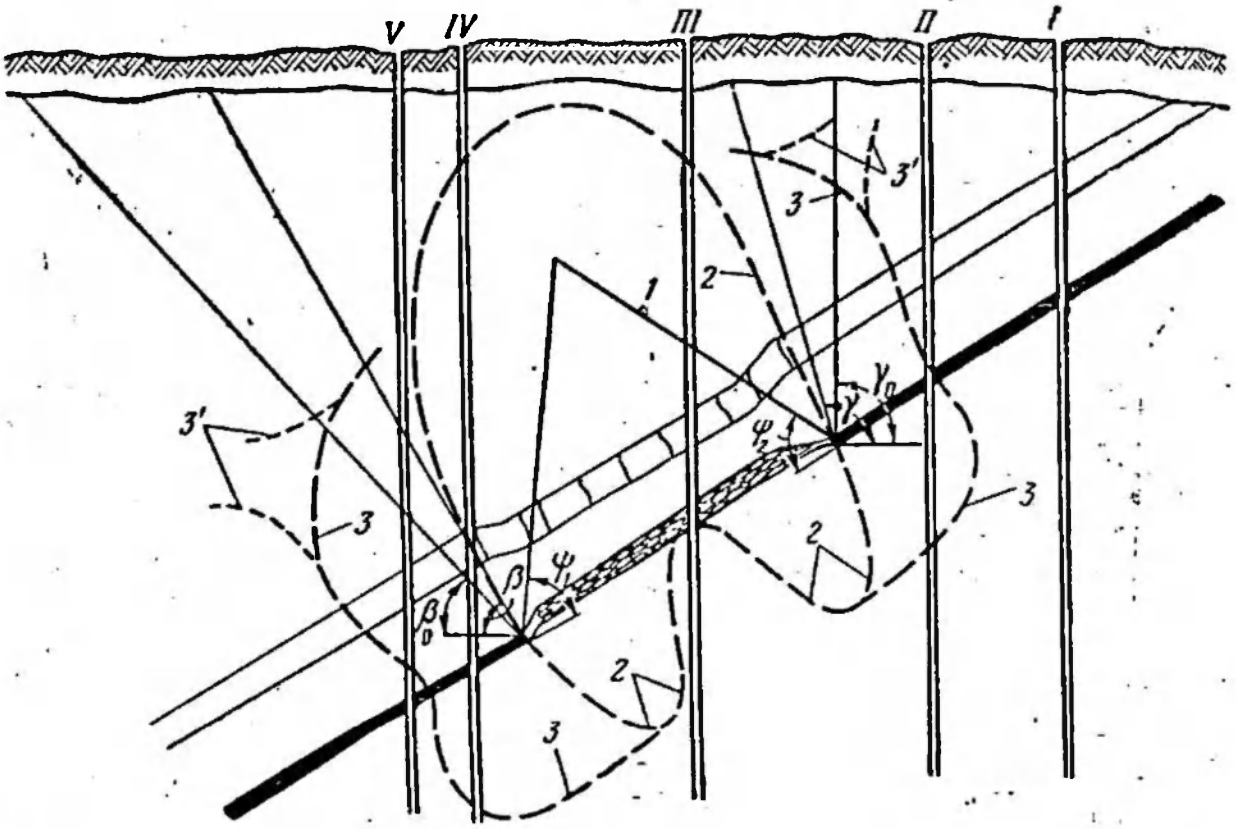


Рис. 62. Схема расположения различных областей влияния очистных работ: *1* — граница области полных сдвижений; *2* — граница области разгрузки; *3* — граница области интенсивного опорного давления; *3'* — граница опорного давления покрывающей толщи малой интенсивности; *I*, *II*, *III*, *IV*, *V* — различные положения вертикального ствола

большой мощности пласта обрушения достигают земной поверхности. Почва и кровля по мере выемки пласта испытывают деформации упругого восстановления в направлении к выработанному пространству и почва несколько приподнимается.

В результате разгрузки и изгиба пород уменьшается по сравнению с петропутым массивом и боковое сжатие. Напряжения определяются общей разрузкой и напряжениями изгиба в каждом самостоятельно изгибающемся слое. Положение нейтральной оси смещается к нижнему контакту слоя.

В подработанной толще происходит разуплотнение пород, снижение прочности массива и его модуля деформации. Эти изменения уменьшаются по мере удаления от пласта.

Механические свойства падработанного массива, кроме небольшой области, непосредственно прилегающей к пласту, практически не изменяются [109].

В области (или зоне) опорного давления породы сжимаются. Наибольшие опорные нагрузки наблюдаются в пласте вблизи забоя, а над и под пластом линии максимумов располагаются примерно по нормали к пласту. Нормальные по отношению к пласту деформации зависят как от поперечной, так и от продольной составляющих напряжений. Поэтому вблизи области разгрузки, где боковой распор наименьший, могут наблюдаться наибольшие утонения слоев, не совпадающие с положением наибольших опорных нагрузок. Коэффициент концентрации напряжений; у очистного забоя достигает величины 3—5, а в выработанном пространство (на «второй» опоре) он не превышает величины 1,1. В соответствии с этим наибольшие нагрузки на почву пологого пласта в подработанной части практически не превосходят веса столба пород до поверхности [109].

Сжатие опорным давлением является основной причиной опускания земной поверхности в краевых частях мульды сдвижения. Играет роль и уменьшение толщины слоев под влиянием снижения бокового распора и растяжения, связанного с прогибом пород над выработанным пространством [48, 59]. Полагают, что размер области опорного давления по пласту, высота ее над пластом и глубина под пластом примерно одинаковы. Однако следует иметь в виду, что практически области опорного давления ограничивают по различным критериям: определенному уровню напряжений; каким-то величинам вертикальных деформаций; некоторым значениям сближения кровли и почвы в выработках и т. д. Результаты при этом получаются весьма различные. Влияние опорного давления на капитальные выработки с жесткой крепью считается опасным по пласту на расстояниях порядка от 60 м при I классе кровли по классификации б. ВУГИ и до 160 м при III классе. Когда околоствольный целик оконтуривается с нескольких сторон, происходит сложение опорного давления от каждой границы очистных работ. При всестороннем оконтуривании целика опасно приближение очистных работ к стволу порядка 95 м при I классе кровли и 210 м и более — при III классе. Точное значение этих размеров зависит и от многих других факторов, в том числе от глубины работ, способа управления кровлей, угла падения пласта, времени поддержания выработки и др.

Вследствие неодинаковой деформируемости слоев пород, границы опасного влияния опорного давления по ним, определенные по деформациям, получаются разными. Наибольшее развитие области опорного давления над пластом наблюдается в относительно слабых расслаивающихся породах. В породах слабых наибольшее сжатие может наблюдаться и выше пласта [59, 82].

Верхняя часть толщи, опускаясь совместно, передает опорные нагрузки на значительные площади (на рис. 62 отмечено пунктиром), вследствие чего их интенсивность незначительна. Эта область опорных нагрузок изучена мало.

В подстилающем пласт массиве напряжения в основном распределяются как под штампом, хотя возможно в какой-то степени и проявление опорных реакций предыдущего типа, возникающих при прогибе вверх подстилающих пород в результате разгрузки.

Экспериментально обнаружено, что над областью опорного давления возникают [5] вертикальные деформации растяжения (фактически, по-видимому, снижение первоначального сжатия). Это следует связывать с отмеченным перенесением опорных реакций верхней толщи в массив и опусканием пород в области интенсивного опорного давления, а также с постепенным опусканием и расслоением пород кровли пласта при ведении очистных работ. Вертикальные деформации в этой области могут менять знак как по длине ствола, так и во времени.

Применительно к охране стволов в настоящее время принят так называемый интерполяционный метод расчета сдвижений и деформаций непосредственно не подработанного массива, учитывающий оседание поверхности в краевых частях мульды сдвижения [5, 31] и особенности деформирования толщи.

На рис. 63 показана схема распределения сдвижений и деформаций [5] вдоль вертикальных линий в соответствии с отмеченными характерными чертами напряженного и деформированного состояния толщи в зоне влияния очистных работ.

Изменяется и напряженное состояние пород вблизи ствола по сравнению с нетронутым массивом. Деформации массива, возникшие под влиянием очистных работ, можно связать с равномерно распределенными нагрузками P_x, P_y и P_z. В частности, в горизонтальной плоскости, принимая, что P_0 есть полусумма, а P_2 — полуразность максимальных (P_x) и минимальных (P_y) нагрузок на рассматриваемую область массива, имеем:

$$P_0 = \frac{E(\varepsilon_x + \varepsilon_y + 2\mu\varepsilon_z)}{2(1-2\mu)(1+\mu)};$$
$$P_2 = \frac{E(\varepsilon_x - \varepsilon_y)}{2(1+\mu)}, \qquad (V.1)$$

где E и μ — упругие постоянные пород; ε_x, ε_y, ε_z — максимальные и минимальные горизонтальные и вертикальные деформации пород соответственно.

Сжимающие напряжения и деформации приняты со знаком минус.

Сечение ствола, попавшего впоследствии в зону влияния очистных работ, изменяется. Для незакрепленного ствола имеются [64] следующие формулы для определения перемещений:

$$U_{max} = \frac{a}{1-2\mu}[\varepsilon_x(1-\mu)(3-4\mu) + \mu\varepsilon_z + \varepsilon_y(1-\mu)(4\mu-1)];$$
$$U_{min} = \frac{a}{1-2\mu}[\varepsilon_x(1-\mu)(4\mu-1) + \mu\varepsilon_z + \varepsilon_y(1-\mu)(3-4\mu)], \qquad (V.2)$$

где a — радиус ствола.

Отрицательные значения U соответствуют перемещению внутрь ствола.

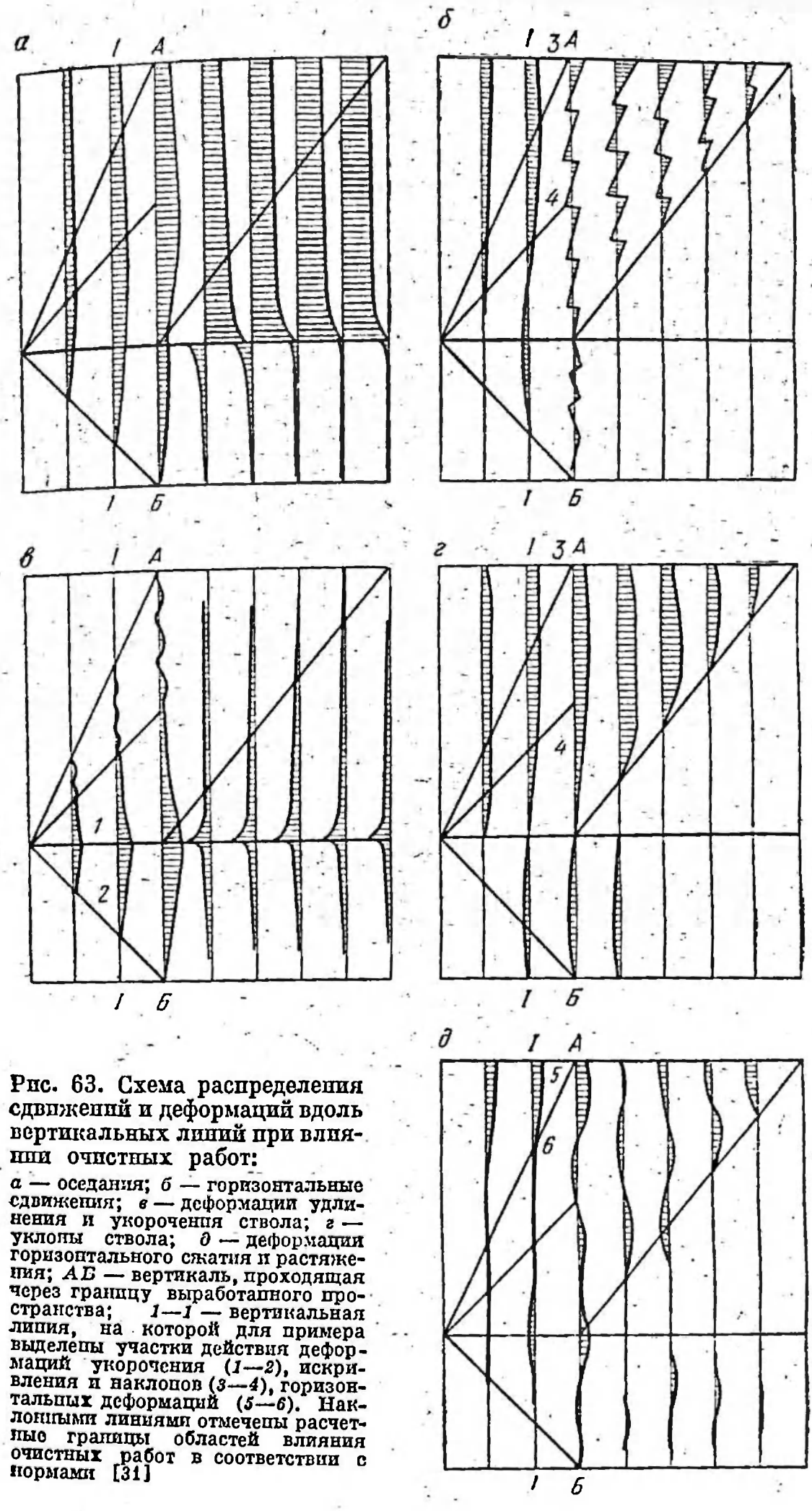


Рис. 63. Схема распределения сдвижений и деформаций вдоль вертикальных линий при влиянии очистных работ:

а — оседания; *б* — горизонтальные сдвижения; *в* — деформации удлинения и укорочения ствола; *г* — уклоны ствола; *д* — деформации горизонтального сжатия и растяжения; *АБ* — вертикаль, проходящая через границу выработанного пространства; *1—1* — вертикальная линия, на которой для примера выделены участки действия деформаций укорочения (*1—2*), искривления и наклонов (*3—4*), горизонтальных деформаций (*5—6*). Наклонными линиями отмечены расчетные границы областей влияния очистных работ в соответствии с нормами [31]

Отметим, что вертикальное сжатие имеет двоякое действие. При неизменном боковом давлении оно вызывает расширение сечения ствола. Но оно же вызывает увеличение бокового распора в породах, что в итоге приводит к весьма незначительному сужению площади сечения ствола. В верхней части толщи над целиком из-за наличия градиента горизонтальных сдвижений поперечное сечение ствола вытягивается по простиранию и максимальные тангенциальные напряжения действуют параллельно забою. В направлении диаметра, параллельного забою, получает наибольшее развитие и предельная зона, наблюдаются сколы породы, как в опытах Балса и Мора [93, 146]. При этом возникает искажение формы сечения, обратное упругому деформированию. В подработанной толще может наблюдаться противоположная картина в зависимости от положения сечения, что отмечалось в частности, Р. Китрихом [56].

С увеличением угла падения α повышается возможность подвижек слоев по их контактам и по напластованию (сползание) [3]. Эти подвижки возникают при $\alpha > \rho'$, где ρ' — угол трения пород по наиболее слабым контактам. Общая картина сдвижения мало отличается от ранее описанной. Когда $\alpha > 45° + \rho/2$, где ρ — угол внутреннего трения, возникает сдвижение пород лежачего бока разрабатываемого пласта.

Тектонические нарушения вносят существенные искажения в процесс сдвижения. В соответствующих условиях по ним может происходить сдвиг. Так, если падение разрывного нарушения направлено в ту же сторону, что и падение пластов, то наблюдаются деформации сооружений у выхода этого нарушения на земную поверхность или под наносы даже за пределами опасной зоны в мульде, построенной по углам сдвижения. Подвижки по пересекающему пласты нарушению с линией простирания, близкой к простиранию пород, при подработке его весьма сильно сказываются на сдвижении вышезалегающих пластов. Так, на шахте им. Д. Ф. Мельникова в Донбассе подработка такого нарушения вызвала интенсивные подвижки по напластованию в вышезалегающем массиве. Горизонтальные сдвижения были направлены к нарушению, что вызвало отклонение стволов в этом же направлении (по падению) вместо обычного отклонения в сторону восстания [67]. При разработке свиты пластов величины параметров сдвижения при работах по верхнему пласту и по нижнему неодинаковы. Сдвижения при повторной подработке увеличиваются по сравнению с неотработанным верхним пластом. Эти явления называются активизацией сдвижения. Причина их заключается в изменении свойств ранее подработанного массива. Активизация поэтому сказывается тем больше, чем выше крепость пород. Сдвижение пород нарастает постепенно, но достаточно интенсивно в период активной стадии и далее затухает в течение многих лет.

§ 21. УСЛОВИЯ ПОДДЕРЖАНИЯ СТВОЛОВ

При реконструкции шахт и вскрытии глубоких горизонтов возникает необходимость проходить стволы на существующих промышленных площадках, где далеко не всегда возможно обеспечить их охрану угольными целиками достаточных размеров вследствие того, что уголь по пластам был вынут ранее. Ясно, что существенное влияние очистных работ возникает при выемке целиков.

Характер и степень влияния очистных работ на стволы зависит прежде всего от положения их относительно очистной выработки (см. рис. 62). Так, в положении I ствол не испытывает влияния очистных работ. В положении II часть ствола попадает в зону опорного давления при неполной надработке. Аналогично в положении V часть ствола попадает в зону опорного давления при неполной подработке. Верхняя часть ствола оказывается в зонах малых переменных деформаций и опускания. Положение III соответствует прямой подработке и надработке всего ствола и т. д. Участки стволов, пересекающие толщу, ограниченную приблизительно плоскостями, проведенными под углами сдвижения, подвергаются искривлению.

Нетрудно заметить, что чем больше угол падения, тем на большем расстоянии от границы очистных работ по пласту стволы попадают в область влияния. Это обстоятельство, а также особенности самого процесса сдвижения, охарактеризованные в § 20, объясняют тот факт, что на крутом падении стволы испытывают наибольшее и зачастую разрушительное влияние очистных работ. Так, в Центральном Донбассе при работах на верхних горизонтах многие стволы оказались подработанными и все больше искривлялись по мере отработки новых горизонтов. При этом горизонтальные сдвижения устья отдельных стволов достигли 3 м. Нарушения крепи и армировки были связаны с подработкой и искривлением стволов и распространялись до глубин 300—400 м. По мере совершенствования мер охраны размеры целиков на более глубоких горизонтах увеличивались и в дальнейшем прямой подработки стволов не наблюдалось. Однако стали возникать интенсивные нарушения стволов в районах пересечения ими целиков недостаточных размеров под влиянием опорного давления. Начиная с глубин 600—700 м размеры предохранительных целиков стали вполне достаточными для защиты стволов от опорного давления. Отметим, что сдвижения пород в верхней части околоствольного массива постоянно активизировались под влиянием разработки пластов на каждом из последующих горизонтов у границ предохранительных целиков. Продолжается и оседание земной поверхности на промышленных площадках. Сейчас здесь можно выделить в околоствольном массиве несколько зон: 1) зону зависания и изгибов пород (частичной подработки) в интервале глубин 0—400 м; 2) зону опорного давления в существующих

целиках недостаточных размеров на глубинах 400—700 м; 3) зону, где влияние очистных работ отсутствует, на более глубоких горизонтах.

Аналогичное положение создалось и на ряде шахт Кадиевского района Донбасса, хотя там встречаются отдельные очаги

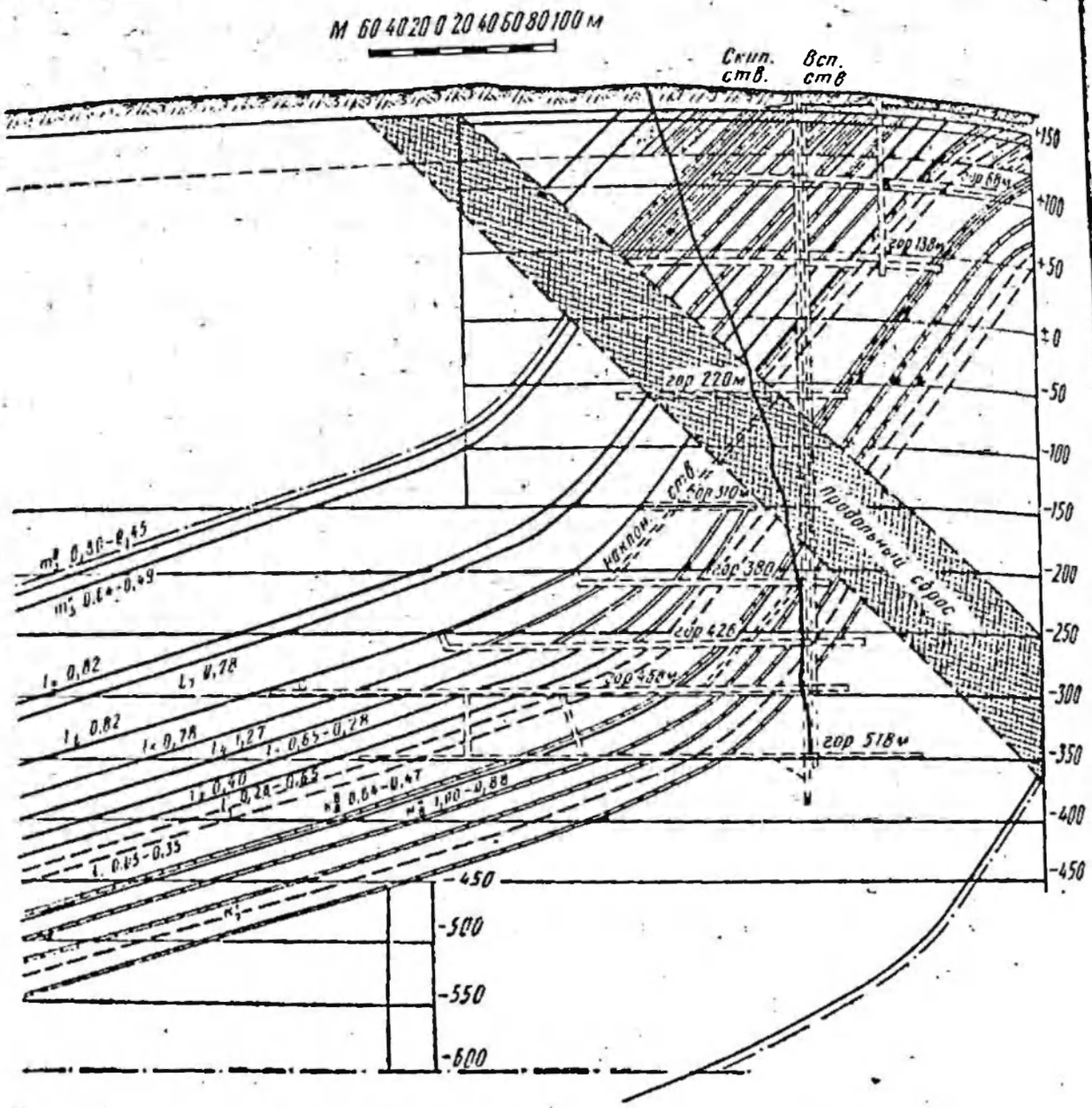


Рис. 64. Схема расположения стволов на шахте им. Д. Ф. Мельникова комбината Первомайскуголь. (Сплошной ломаной линией обозначен искривленный профиль ствола в масштабе 1 : 60)

остаточного опорного давления, пересекаемые стволами, на глубинах меньших 400 м и больших 700 м.

Наибольшее количество нарушений стволов отмечено в зонах опорного давления. В зоне частичной подработки встречаются повреждения крепи в районах сопряжения ствола с горизонтальными выработками и у контактов слоев с резко различными прочностными свойствами.

При оконтуривании предохранительных целиков снизу возникают условия для сдвижения пород по напластованию [5, 108].

Этот процесс усиливается в неблагоприятной геологической обстановке, когда создаются условия подработки геологических нарушений. Характерным примером [67] могут служить искривления и нарушения стволов шахты им. Д. Ф. Мельникова (рис. 64).

Таким образом, условия поддержания характеризуются сочетанием горно-геологических и горнотехнических условий, имеющих, однако, разное значение в зависимости от времени проходки ствола и изменений этих условий. Наиболее неблагоприятными для ствола, пройденного в районе прошлых разработок, являются места пересечения областей опорного давления и выработанного пространства. Сдвижение околоствольного массива определяется в основном активизацией и не закончившимися еще реологическими процессами. В подработанной толще опасными местами являются те, где имеются такие концентраторы сдвижения, как старые сопряжения и различного рода нарушения пород. При последующей подработке массива и сокращении целиков ствол будет поддерживаться в период активной стадии сдвижения, когда возможны большие их искривления и различные значительные воздействия во всех областях влияния очистных работ.

§ 22. РЕЗУЛЬТАТЫ НАБЛЮДЕНИЙ

Непосредственные измерения нагруженности крепи на участках влияния очистных работ проводили в нескольких стволах. Этими измерениями были охвачены участки, расположенные: в районе старых работ (станция № 1 в стволе № 4 шахты «Комсомолец», станция № 1 в стволе № 6 шахты «Кочегарка»); в целиках малых размеров, давно окоптуренных очистными работами (ствол № 1 шахты «Красный Профинтерн»); в пределах области опорного давления (1-й Западный вентиляционный ствол шахты им. А. Ф. Засядько). Замеры производили с помощью динамометрических баллонов по методике, описанной в работе [82]. Там же, а также в работе [40] приведены и основные результаты. В табл. 42 приведены значения измеренных нагрузок.

В стволе № 4 шахты «Комсомолец» участок ствола, закрепленный тюбингами ВНИИОМШС, пересекает крутопадающий ($\alpha = 66°$) угольный пласт l_5, отработанный в 1931 г. Вмещающие породы: аргиллиты и алевролиты прочностью в среднем 535 кгс/см² [82]. Замерную станцию заложили на глубинах 417—420 м. Замерную станцию № 1 в стволе № 6 шахты «Кочегарка» заложили на глубине 453—455 м в месте пересечения пласта $l_4^н$. Девятка с углом падения 58°, отработанного в 1916—1917 гг. Вмещающие породы: алевролиты и аргиллиты с прочностью в среднем 260 кгс/см². Ствол крепили монолитным бетоном с применением передвижной металлической створчатой опалубки. Крепь расчленена горизонтальными деревянными прокладками.

Таблица 42

Шахта, станция	Время измерений, мес.	Нагрузки, тс/м²		Статистический коэффициент неравномерности
		средняя	наибольшая	
«Комсомолец», № 1 . .	70	12,5	19,1	0,31
«Кочегарка», № 1 . . .	23	17,66	60,0	0,85
«Красный Профинтерн», № 1	60	2,5	10	1,19
Им. А. Ф. Засядько:				
1-е кольцо	2	66,2	75,1	0,11
2-е кольцо	2	4,3	10,4	0,76
3-е кольцо	2	3,24	8,1	0,79

Замерную станцию в стволе № 1 шахты «Красный Профинтерн» установили при повторном перекреплении участка кирпичной крепью в районе пересечений пласта l_2 на глубине 476—478 м. Ранее участок был перекреплен бетонной крепью в 1948—1950 гг. Окружающие породы: крепкий песчаник с прочностью 1905 кгс/см² и аргиллит прочностью 315 кгс/см². Угол падения 55°.

В 1-м Западном вентиляционном стволе шахты им. А. Ф. Засядько замерную станцию установили на глубине 323—326 м в районе пласта l_2. Пласт отработали со стороны восстания в 1962—1963 гг. Ствол пройден на расстоянии 70 м от очистных работ. Угол падения 10°. Породы кровли представлены алевролитами прочностью 700 кгс/см², а почвы пласта — аргиллитами прочностью 425 кгс/см². Первое замерное кольцо находилось частично в породах кровли, частично в пласте угля. Второе — частично в угле, частично в породах почвы. Третье — полностью находилось в породах почвы. Ствол закреплен железобетонными тюбингами. На участке 313—340 м по рекомендации ВНИМИ между тюбингами установили прокладки в виде вкладышей длиной 300 мм (на толщину тюбинга) из антисептированной сосновой древесины. Прокладки предназначены для компенсации накапливающихся вертикальных деформаций от прежних очистных работ и при возможном в дальнейшем сокращении предохранительных целиков по нижележащим пластам.

В стволе № 1 шахты «Красный Профинтерн» произвели дополнительный замер по трем работавшим к тому времени динамометрам. Оказалось, что давление на тюбинг № 11 возросло с 1,8 до 6,5 тс/м², на тюбинг № 2 — с 1,3 до 4,1 тс/м², на тюбинг № 12 — с 0,7 до 1,4 тс/м².

Комплексные инструментальные исследования смещений пород околоствольного массива в Центральном районе Донбасса, наиболее типичном для рассматриваемых условий поддержания стволов, начали проводиться с 1971 г. Инструментальные изме-

рения включают нивелирование грунтовых реперов, установленных на промышленных площадках шахт и в квершлагах, построение профилей стенок стволов и измерения радиальных и осевых смещений окружающих пород. Ранее проводили профилировку и нивелировку поверхности.

Замерная станция в стволе № 4 для измерения радиальных смещений боковых пород расположена на участке с деформированной крепью в интервале глубин 543,2—604,4 м (рис. 65). Она состоит из восьми пар реперов, заложенных в четырех сечениях ствола на глубинах 543,2; 552; 574 и 601,4 м. В каждом сечении расположено по две пары реперов: одна пара по простиранию и вторая — вкрест простирания. Сокращение диаметра определяется по данным измерения расстояний между реперами динамометрической рулеткой ВНИМИ.

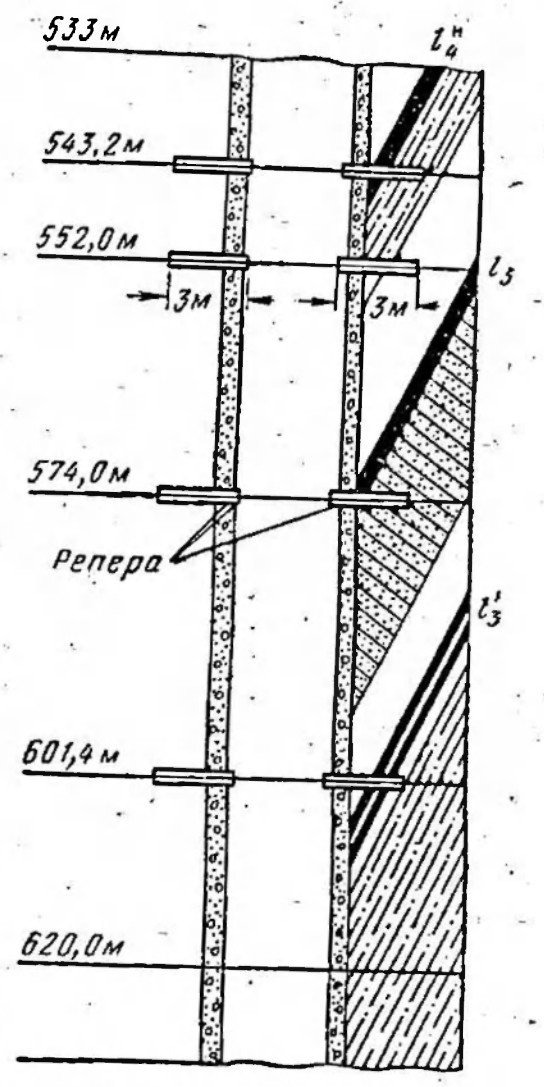
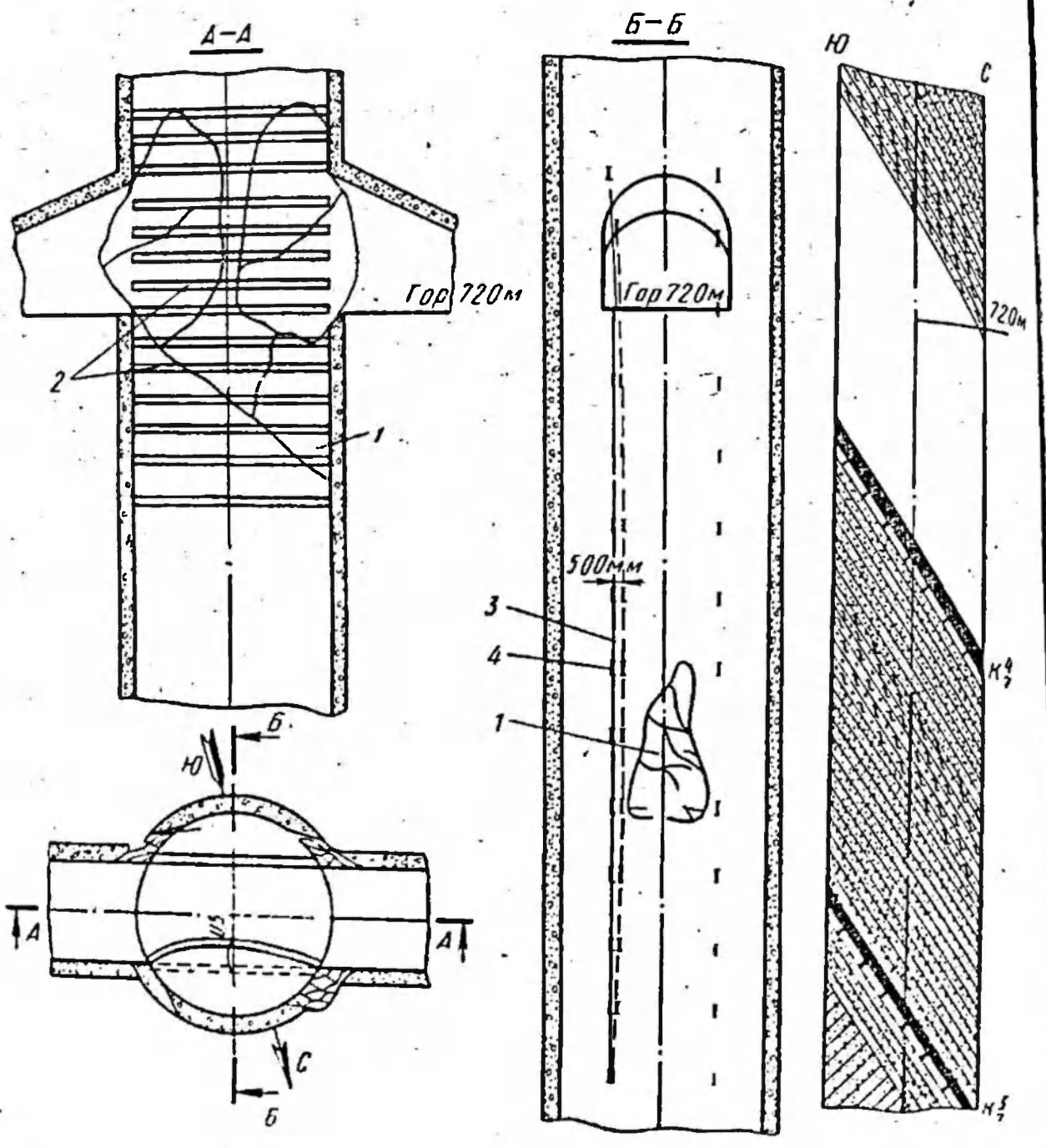


Рис. 65. Схема замерной станции в стволе № 4 шахты «Комсомолец» комбината Артемуголь

Первоначальные результаты измерений показывают, что за 4 мес. максимальное сокращение диаметра ствола произошло на 33 и 12 мм соответственно вкрест простирания и по простиранию. Отношение максимальных величин сокращения ствола в направлении вкрест простирания и по простиранию равно 2,8.

Измеренные величины сужения были сопоставлены с данными о смещениях боковых пород на рассматриваемом участке, полученными на основании профилировок (табл. 43). Скорость сужения ствола вкрест простирания на глубине 553 м в 1970 г. была равна 14 мм/мес, а в 1971 г. на той же глубине — 8 мм/мес. Учитывая, что измерения расстояний от стенок ствола до отвеса производили с точностью ± 10 мм, а диаметра ствола с точностью ±2 мм, в настоящее время не представляется возможным сделать вывод о том, что процесс деформирования пород находится в стадии затухания. Выдавливание боковых пород со стороны падения происходит с большей скоростью, чем со стороны восстания (см. табл. 43). Максимальная скорость выдавливания с 5 апреля по 5 декабря 1970 г. составляла 15 и 11 мм/мес со стороны падения и восстания соответственно, т. е. со стороны падения

смещения стенок ствола происходило в 1,4 раза интенсивнее, чем со стороны восстания. Приведенные данные согласуются с ранее установленной особенностью деформирования на крутом падении — наибольшая деформация стенок стволов наблюдалась не со стороны восстания, а со стороны падения [119].



На шахте им. К. Е. Ворошилова замерные станции глубинных реперов установлены в зонах частичной подработки и опорного давления. Одновременно с измерениями сокращения диаметра проводили профилировку стенок стволов. Данные профилировок при восьми положениях отвеса на участке разрушенной крепи в интервале глубин 710—735 м свидетельствуют о сравнительно равномерном сжатии стенок ствола (рис. 66, табл. 44).

Так, статистический коэффициент неравномерности смещений стенок на глубинах 584, 589 и 601,5 м составил соответственно 0,36;

0,33 и 0,40 при максимальных величинах смещений соответственно 250, 330 и 280 мм. По-видимому, последнее объясняется тем, что в пределах рассматриваемого участка залегают глинистые сланцы и уголь, выдавливание которых по контуру ствола происходит во времени сравнительно равномерно. Скорость выдавливания

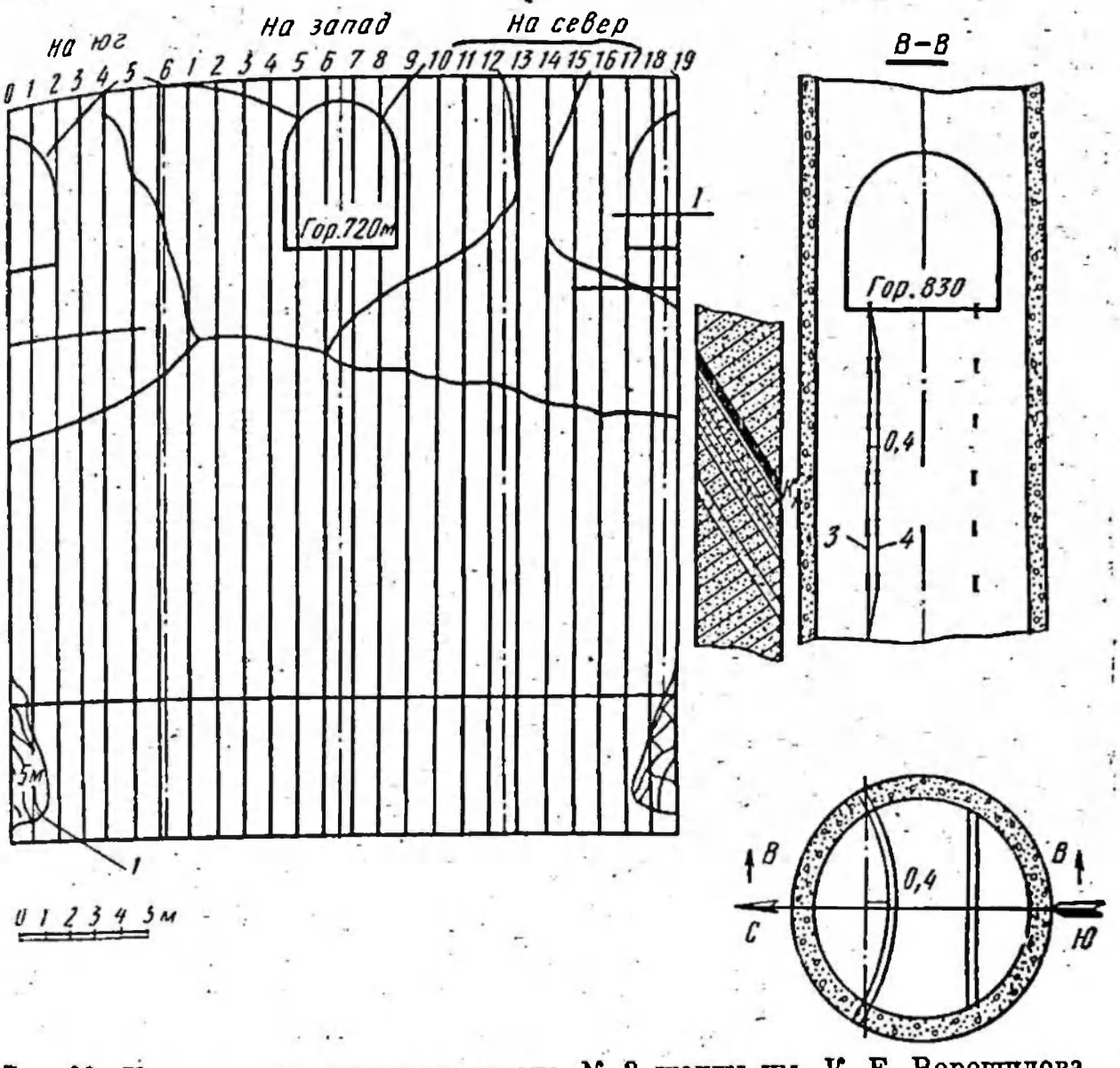


Рис. 66. Характер повреждения ствола № 2 шахты им. К. Е. Ворошилова комбината Артемуголь в интервале глубин 710—735 м:

1 — зона разрушения бетона; *2* — кольца временной крепи; *3* — проектное положение расстрелов; *4* — фактическое положение расстрелов

на глубине 722,5 м составляет: максимальная $13 \cdot 10^{-3}$, средняя $7 \cdot 10^{-3}$ и минимальная $6 \cdot 10^{-3}$ мм/ч. Следовательно, боковые породы смещаются сравнительно медленно. Такой процесс является неравновесным и может рассматриваться как процесс вязкопластического течения. Это подтверждается результатами реологических испытаний глинистых сланцев, образцы которых были взяты из междупластья пластов Девятка и Мазурка шахты «Комсомолец». Кривые ползучести этих сланцев при напряжениях $\sigma \geqslant 0{,}3\sigma_{сж}$ имеют ярко выраженный участок установившегося

Таблица 43

Глубина от поверхности пункта измерения, м	Перемещение стенок ствола относительно отвеса с 5/IV по 5/XII 1970 г., мм		Скорость смещения стенок ствола, мм/мес	
	северной	южной	северной	южной
529	—	+10	—	—
533	—190	—110	23	14
537	—60	+90	8	—
541	—120	±0	15	0
545	—100	—130	13	16
549	—160	±0	20	±0
553	—20	—90	3	11
558	—60	+10	8	—
562	—10	+20	1	—
566	—110	—90	14	10
570	+60	—130	—	16
574	—230	—40	29	5,0
578	—110	—100	14	13
583	—30	—170	4	21
587	—30	—160	4	20
591	—60	—200	8	25
595	—60	—260	8	32
599	+190	—150	—	19
603	—10	—200	1	25
608	+110	—70	—	9
612	—30	—40	4	5
616	—90	—390	11	48
620	—270	—230	34	29
624	—90	—200	11	25
628	—130	—160	16	20
632	—150	—140	19	18

течения ($\sigma_{сж} = 425$ кгс/см^2 — средняя прочность образцов на одноосное сжатие).

Данные о величинах оседаний земной поверхности за 9 лет, полученные Союзмаркшгрестом (табл. 45), свидетельствуют о весьма длительном периоде сдвижения околоствольных массивов на частично подработанных промышленных площадках действующих шахт. Оседания земной поверхности наблюдаются и на промышленных площадках, предохранительные целики которых построены по действующим правилам. По данным Украинского филиала ВНИМИ, величины оседаний земной поверхности на промышленных площадках шахт им. Ю. А. Гагарина, им. Румянцева и им. Н. Изотова комбината Артемуголь за один год составили 15—55 мм, что на порядок меньше величин, приведенных в табл. 45.

Таблица 44

Номера ярусов армировки	Глубина расположения сечения, м	Горизонтальные смещения стенок ствола в различных точках периметра крени, мм							
		1	2	3	4	5	6	7	8
230	574	0	0	0	0	0	0	0	0
231	576,5	—130	0	—20	+20	—20	+60	+40	+30
232	579,0	—80	—20	—10	+60	—10	+70	—20	+50
233	581,5	—130	—140	—150	—70	—160	—50	—150	—200
234	584,0	—160	—160	—190	—140	—140	—50	—140	—250
235	586,5	—160	—220	—210	+30	—160	+10	—240	—270
236	589,0	—330	—250	—210	—110	—140	—170	—240	—250
237	591,5	—180	—150	—150	+80	—50	—200	—220	—250
238	594,0	—190	—130	—140	+20	—100	—250	—240	—290
239	596,5	—240	—150	—120	+50	—220	—300	—220	—170
240	599,0	—230	—170	—70	—10	—50	—130	—240	—110
241	601,5	—250	—200	—120	—60	—140	—130	—290	—220
242	604,0	—30	—90	—150	—80	—20	+90	—10	+30
243	606,5	—60	—80	—20	+190	—20	+100	—10	+100
244	609,0	—70	—40	0	+140	—40	+90	—30	+50
245	611,0	—90	—40	+20	+120	—20	+100	—20	—10

Таблица 45

Шахта	Расположение реперов	Отметка, м		Величина оседания, м
		начальная	последняя	
Имени В. И. Ленина	Юго-восточный угол южной стены западного здания подъема ствола № 5	216,578 (1961 г.)	216,199 (1970 г.)	0,379
	Северная стенка надшахтного здания ствола № 5	216,759	216,607	0,152
	Юго-западный угол южной стены здания подъема ствола № 6	214,740	214,735	0,005
	Юго-западный угол здания административно бытового комбината	216,867 (1950 г.)	216,391 (1963 г.)	0,476
Им. Артема	В районе административно-бытового комбината	(1945 г.)	(1965 г.)	0,223
«Южная»	Репер подходной пирамиды	—	—	0,220

§ 23. ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОРОД НА СТВОЛ

В свое время основное внимание уделялось искривлению стволов [79 и др.]. Однако анализ величин кривизны, характера, интенсивности и приуроченности к различным участкам профиля нарушений крени и армировки стволов [5, 82 и др.] показал,

что главную роль играют не сами искривления, а сопутствующие им явления, хотя искривления существенно сказываются на работе подъема.

В табл. 46 приведены виды деформаций стволов в зависимости от положения участка по отношению к очистным работам. Таблица дает необходимые общие представления о воздействии пород на ствол в соответствии с характером деформирования пород, представленном на рис. 63.

Равномерный наклон ствола хотя и имеет значение для эксплуатации подъема, но не отражается на состоянии крепи, поскольку деформации сдвигов поперечных сечений невелики и равномерны. Сдвиги поперечных сечений при искривлении ствола физически связаны с послойными сдвигами пород [5, 82]. Ствол приобретает ступенчатую форму, более выраженную в твердых породах, которые передают стволу почти всю величину сдвига (рис. 67).

В местах резкой концентрации сдвигов, например, по наиболее ослабленной плоскости или, что особенно характерно, по геологическому нарушению, может возникнуть перелом профиля ствола, как это хорошо иллюстрируется на рис. 64.

При послойных сдвигах пород предельные их состояния возникают вдоль плоскостей скольжения и связаны исключительно с влиянием очистных работ. Проходка ствола здесь не вызывает на обычных глубинах образования общих предельных зон. Поэтому нет причин для закономерных радиальных перемещений пород. Однако увеличивается опасность вывалов.

Воздействие на ствол вертикальных деформаций массива выражается в укорочении или удлинении его отдельных участков. Последнее происходит под воздействием касательных усилий, приложенных к поверхности крепи. При этом теоретически касательные усилия возникают лишь при наличии градиента деформаций ε_z по высоте ствола [5]. Физической причиной возникновения касательных усилий являются деформации сдвига, перекоса пород и крепи в пограничном слое, что определяет лишь приближенное выполнение режима полностью совместной деформации крепи с породами. Вертикальные касательные усилия, действующие на ствол, концентрируются на границах слоев пород с разной деформируемостью. В этих местах происходит нарушение прочной связи с породами и возможен скол крепи.

При полной подработке деформации растяжения со временем сменяются деформациями сжатия. Исследования и опыт [5, 82] показывают, что наиболее опасными являются деформации сжатия под воздействием опорного давления или при уплотнении рапсе разрыхленных пород. Удлинения участка ствола, хотя и приводят к разрыву крепи, но без заколов и вывалов, не вызывая особых осложнений в эксплуатации, если нет особых требований в отношении гидроизоляции. Укорочение участка ствола приводит к продольному изгибу проводников, что существенно затрудняет его эксплуатацию.

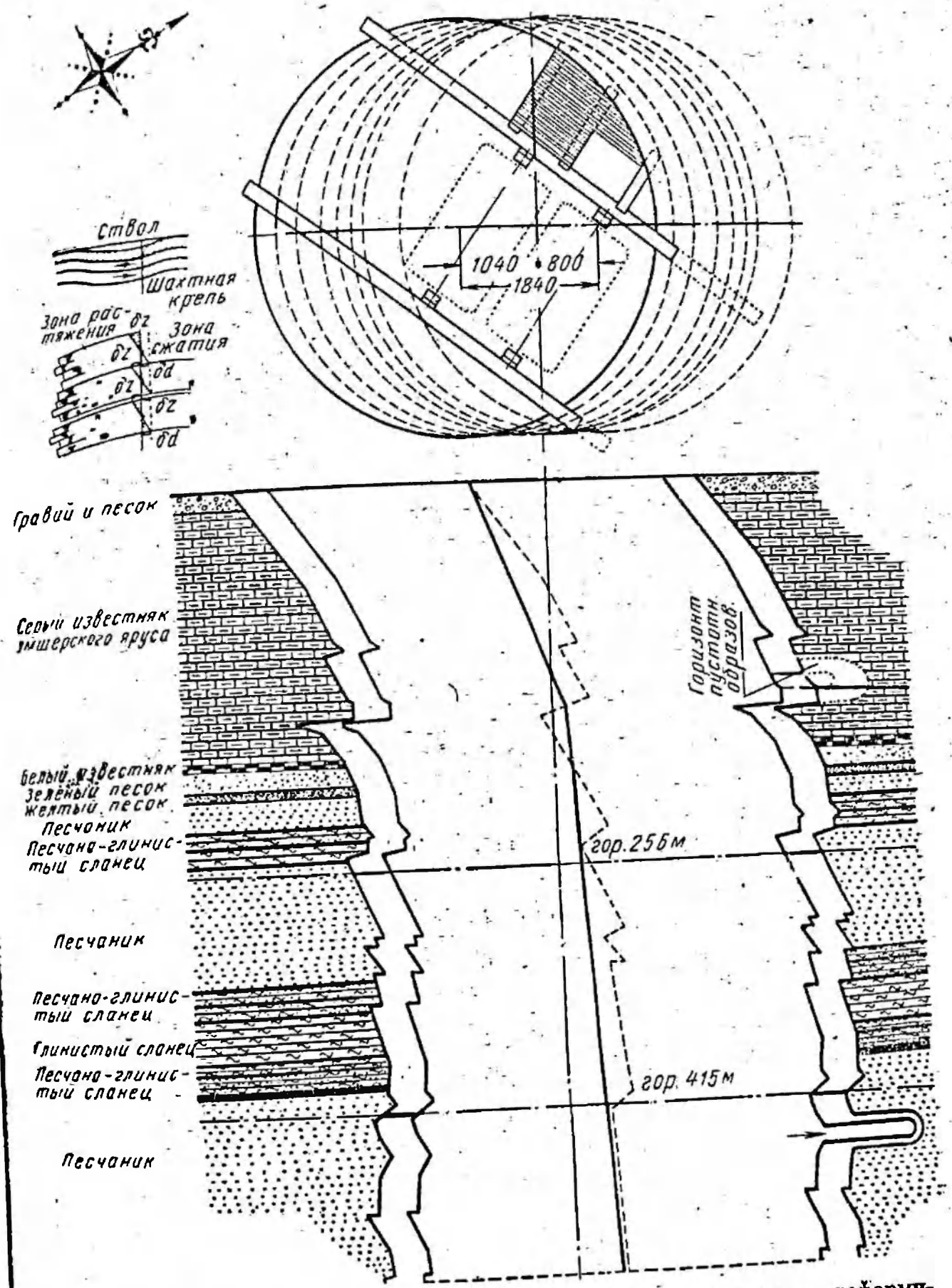


Рис. 67. Характер среза крепи ствола на одной из шахт и схема деформирования слоев пород при изгибе по мору

Таблица 46

Виды деформаций ствола	Места возникновения и основные причины	Характеристика деформирования
Наклоны	Область подработки; равномерное изменение вдоль вертикальных линий горизонтальных сдвижений	Отклонения на одинаковую угловую величину элементов крепи и армировки ствола от первоначального положения
Продольный изгиб (общее искривление)	Область подработки; неравномерное изменение вдоль вертикальных линий горизонтальных сдвижений	Неравномерные уклоны ствола и относительный поворот соседних горизонтальных сечений как в изгибаемой балке, т. е. отклонения элементов крепи и армировки на неодинаковую величину в разных горизонтальных сечениях от первоначального положения
Сдвиги поперечных сечений при искривлении	Область подработки; в местах послойных сдвигов пород при их прогибе	Относительные смещения сечений ствола, параллельных напластованию в направлении послойных сдвигов пород; перекос участков крепи между плоскостями сдвига, местное искривление ствола
Сдвиги поперечных сечений при срезывании	В местах сдвижения части массива по напластованию, трещине, на границе наносов с коренными породами, по геологическому нарушению	Поступательное смещение участков ствола, разделенных сместителем; общий уклон ствола и местные искривления, если сдвижение происходит по многим плоскостям
Вертикальное укорочение или удлинение	Вертикальная деформация сжатия пород в области опорного давления или уплотнение пород в выработанном пространстве и над ним. Разуплотнение пород при выемке пластов	Сжатие или растяжение крепи и армировки, продольный изгиб проводников
Уменьшение или увеличение диаметра в некоторых направлениях	Наличие горизонтальной составляющей деформации сжатия пород в области опорного давления или при уплотнении в выработанном пространстве и над ним вследствие сжатия по нормали к напластованию; возникновение несимметричности горизонтальных напряжений в массиве	Изменение формы поперечного сечения ствола, продольный изгиб расстрелов

Продолжение табл. 46

Виды деформаций ствола	Места возникновения и основные причины	Характеристика деформирования
Радиальное сжатие	Воздействие упругих и неупругих деформаций пород при дополнительной пригрузке массива в областях опорного давления и при уплотнении пород в выработанном пространстве	Уменьшение сечения ствола, соответствующее напряженности пород и жесткости крепи

Вертикальные деформации являются основными при пологом падении. На наклонном и крутом падении существенную роль начинают играть горизонтальные деформации массива $\varepsilon_{г.п}$. Они играют основную роль в радиальном нагружении крепи и сужении поперечного сечения ствола. Уменьшение сечения вызывает разрушение крепи с образованием заколов и вывалов и сопровождается изгибом расстрелов.

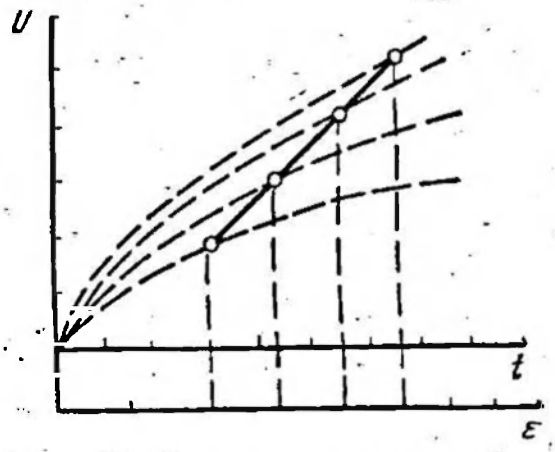


Рис. 68. Схема неупругого деформирования пород в стенках стволов во времени при нарастающих деформациях массива

Результатом повышения напряжений от опорного давления является развитие у ствола неупругих деформаций на глубинах, значительно меньших, чем вне зоны влияния очистных работ. При этом и в породах, характеризующихся затухающей ползучестью, возможно развитие незатухающих радиальных перемещений в период нарастания деформаций массива, как это схематично показано на рис. 68. На графике каждая пунктирная линия соответствует перемещениям при заданных деформациях ε. В реальном процессе происходит переход по мере роста ε с нижних кривых деформирования на каждую последующую верхнюю. Результирующая кривая перемещений схематично показана сплошной линией. В настоящее время отсутствуют надежные аналитические способы определения ожидаемых перемещений пород при развитии неупругих деформаций. Наиболее надежным являются длительные наблюдения за сужением сечения в существующих стволах перед их реконструкцией или ремонтом.

Для характерных условий выдавливания глинистых пород, залегающих между жесткими слоями, можно применить решение

для вязко-пластической среды [121]. Максимальная скорость выдавливания определяется по следующей формуле:

$$v_{max} = \frac{\tau_0 (h - h_0)^2}{2\mu_в h_0 r_1}, \qquad (V.3)$$

где $2h$ — мощность слоя по нормали к напластованию, см; τ_0 — предел текучести пород, кгс/см²; $\mu_в$ — коэффициент пластической вязкости, кгс·ч/см²; h_0 — высота ядра течения, т. е. слоя, в пределах которого не происходит деформаций сдвига, см.

Высота ядра находится из выражения

$$h_0 = \tau_0 \left[\frac{P_2 - P_1}{r_1 \ln \frac{r_2}{r_1}} + \frac{3\tau_0}{2h} \left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 \ln \frac{r_2}{r_1}} - 1 \right) \right]^{-1}, \qquad (V.4)$$

где r_1 — радиус ствола в проходке, см; r_2 — радиус зоны вязко-пластического течения, см; P_1 — реакция крепи, кгс/см²; P_2 — боковое давление пород на границе зоны течения, принимаемое как боковой распор при длительном действии нагрузки, кгс/см².

§ 24. ОЦЕНКА ОПАСНОСТИ ДЕФОРМАЦИЙ СТВОЛА И ПОРОД

Опыт эксплуатации искривленных стволов показал, что критические или допускаемые величины кривизны и наклонов определяются не состоянием крепи, а условиями движения подъемных сосудов [5]. Для жестких проводников в соответствии с исследованиями МГИ и ВНИИОМШС должно выполняться требование, чтобы отношение стрелы прогиба к длине хорды на искривленном участке не превышало величины 0,005. Тогда искривленные участки проводников могут вписываться в кривые с радиусом $R > 1750$ м, что соответствует кривизне $0{,}57 \cdot 10^{-3}$ 1/м. При этом кривизна проводников не всегда соответствует общей кривизне ствола на данном участке. В Донбассе нарушения армировки наблюдались [5] при максимальной кривизне более $0{,}35 \cdot 10^{-3}$ 1/м. Зарубежные исследователи считают допустимым радиус кривизны $R_2 = 3000$ м, или кривизну $0{,}33 \cdot 10^{-3}$ 1/м. В свете этих данных в нормах [31] допускаемыми значениями деформаций стволов с обычной жесткой крепью и армировкой приняты: средний наклон оси ствола $2 \cdot 10^{-3}$ при возможных максимальных на отдельных участках $5 \cdot 10^{-3}$; максимальная кривизна оси ствола $0{,}33 \cdot 10^{-3}$ ($R_2 = 3000$ м).

Критические деформации укорочения ствола в вертикальном направлении зависят от материала и конструкции крепи, ее деформативности, а также от способности армировки укорачиваться без деформирования. Состояние армировки остается удовлетворительным [5] обычно до деформаций порядка $1{,}0 \cdot 10^{-3}$. Что касается крепи, то легко получить значения допускаемых или предельных деформаций ε_z при известных напряжениях σ_θ на внутренней ее поверхности. Очевидно, что критические дефор-

мации сжатия ε_z наибольшие при $\sigma_\theta = 0$ (радиальные нагрузки отсутствуют) и наименьшие при $\sigma_\theta = \sigma_z$ (значения σ_θ больше критических рассматривать нет смысла). Для нагруженной крепи следует принимать меньшие значения, содержащие некоторый запас. Тогда получаем следующую формулу:

$$\varepsilon_{z\,(д)} = \frac{\sigma(1-\mu)}{E} = \varepsilon(1-\mu), \qquad (V.5)$$

где σ и ε — предельные или допускаемые значения напряжений и деформаций для материала крепи; E и μ — упругие постоянные для материала крепи.

Критические деформации растяжения крепи следует принимать равными таковым для ее материала.

Поскольку полная величина расчетных деформаций в связи с длительностью оконтуривания целика очистными работами и постепенным развитием сдвижения достигается обычно не сразу, следует учесть релаксацию напряжений в бетонной крепи. По Н. Х. Арутюняну, коэффициент затухания напряжений в бетоне не менее одногодичного возраста равен 0,355.

В табл. 47 приведены значения допускаемых и предельных вертикальных деформаций сжатия. Деформации для сборной крепи, определяющиеся податливостью швов, приняты по данным ВНИИОМШС [133] и практики [144 и др.].

Таблица 47

Крепь	Вертикальные относительные деформации сжатия массива ($\varepsilon \cdot 10^{-3}$)	
	допускаемые	предельные
Монолитная бетонная	0,62	1,54
Кирпичная	0,73	4,40
Металлическая сплошная	0,63	1,33
Металлическая тюбинговая	1,00	1,50
Железобетонная тюбинговая	2,00	3,50

Определение величин опасных горизонтальных деформаций пород встречает ряд трудностей. Эти величины зависят от контактных условий, свойств и неоднородности пород, материала и конструкции крепи, ее толщины, диаметра ствола, жесткости расстрелов и соотношений деформаций ε_z, ε_x и ε_y.

Критерии опасности этих деформаций определяются в каждом конкретном случае путем сопоставления вызываемых ими деформаций в крепи с предельными или допускаемыми их значениями, а также условиями сохранения продольной устойчивости расстрелов.

Попытаемся решить эту задачу приближенно при условии достижения напряжениями σ_θ предельных или допускаемых значений на внутренней поверхности крепи в наиболее опасных точках. Осредненные характеристики пород приняты в соответствии с данными, приведенными в табл. 48.

Таблица 48

Породы	Характеристики деформируемости пород	
	модуль деформации E_0, кгс/см²	коэффициент Пуассона μ
Песчаники	$1{,}20 \cdot 10^5$	0,10
Известняки	$6{,}80 \cdot 10^5$	0,26
Глинистые сланцы	$0{,}44 \cdot 10^5$	0,20
Уголь	$0{,}20 \cdot 10^5$	0,25

Деформациям ε_z, ε_x и ε_y соответствуют в массиве следующие напряжения [64]

$$\sigma_r = P_{\theta м} = P_{0м} + P_{2м}\cos 2\Theta;$$
$$\tau_{r\theta} = t_м = P_{2м}\sin 2\Theta. \qquad (V.6)$$

На крепь ствола действует контактная нагрузка

$$P_{\theta кр} = P_{0кр} + P_{2кр}\cos 2\Theta;$$
$$\tau_\theta = t_{кр}\sin 2\Theta. \qquad (V.7)$$

Нормальные нагрузки принимаются со своими знаками (минус для сжатия).

Аналогично формулам (VII.69) работы [82] получаем с учетом постоянной вертикальной деформации (не зависящей от r и от Θ) ε_z следующие выражения для радиального U и тангенциального V перемещений:

$$U = \frac{r(1+\mu)}{E}\{2A_0(1-2\mu) - B_0 r^{-2} - 2\cos 2\Theta[A_2 + 2B_2\mu r^2 - C_2 r^{-2} - 2D_2 r^{-2}(1-\mu)]\} - \mu r\varepsilon_z; \qquad (V.8)$$

$$V = \frac{2r(1+\mu)}{E}\sin 2\Theta[A_2 + B_2 r^2(3-2\mu) + C_2 r^{-2} - D_2 r^{-2}(2\mu-1)].$$

Входящие сюда коэффициенты получаются из граничных условий. Для крепи они имеют следующие значения:

$$A_0 = \frac{r_1 P_{0кр}}{2(r_1^2 - r_0^2)}; \quad B_0 = \frac{r_1^2 r_0^2 P_{0кр}}{r_1^2 - r_0^2};$$

$$A_2 = \frac{2r_1^2 r_0^4 t_{кр} - r_1^2 P_{2кр}(r_1^4 + r_1^2 r_0^2 + 2r_0^4)}{2(r_1^2 - r_0^2)^3};$$

$$B_2=\frac{r_1^2P_{2кр}\left(3r_0^2+r_1^2\right)-r_1^2t_{кр}\left(3r_0^2-r_1^2\right)}{6\left(r_1^2-r_0^2\right)^3};\qquad (V.9)$$

$$C_2=\frac{r_1^4r_0^4\left[2r_0^2t_{кр}-P_{2кр}\left(r_0^2-3r_1^2\right)\right]}{6\left(r_1^2-r_0^2\right)^3};$$

$$D_2=\frac{r_1^2r_0^2\left[P_{2кр}\left(r_0^4+r_1^2r_0^2+2r_1^4\right)-r_0^2t_{кр}\left(r_0^2+r_1^2\right)\right]}{2\left(r_1^2-r_0^2\right)^3},$$

где r_1 и r_0 — соответственно внешний и внутренний радиусы крепи.

Полагая массив бесконечным, получаем для него при граничных условиях (V.6) и (V.7) следующие значения коэффициентов:

$$A_0=\frac{P_{0м}}{2};\quad B_0=r_1^2\left(P_{0кр}-P_{0м}\right);\quad A_2=-\frac{P_{2м}}{2};$$

$$B_2=0;\quad C_2=\frac{r_1^4\left(P_{2кр}-3P_{2м}-2t_{кр}\right)}{6};\qquad (V.10)$$

$$D_2=\frac{r_1^2\left(2P_{2м}-P_{2кр}+t_{кр}\right)}{2}.$$

Определив из условия равенства перемещений массива и крепи на их контакте значения контактных нагрузок, находим напряжения в крепи:

$$\sigma_\theta=\frac{r_1^2\left(r^2+r_0^2\right)}{r^2\left(r_1^2-r_0^2\right)}P_{0кр}-\frac{r_1^2\cos 2\theta}{r^4\left(r_1^2-r_0^2\right)^3}\left\{\left[r_1^4\left(r^4+3r_0^4\right)+\right.\right.$$

$$+r_1^2\left(r_0^2r^4-2r^6+r_0^6\right)+2r_0^2r^4\left(r_0^2-3r^2\right)\left.\right]P_{2кр}-$$

$$\left.-2t_{кр}\left[r_0^2r^4\left(r_0^2-3r^2\right)+r_1^2\left(r^6+r_0^6\right)\right]\right\}.\qquad (V.11)$$

В частности, напряжения на внутренней поверхности крепи определяют по формуле [75]

$$\sigma_\theta=\frac{2m}{m-1}\left\{P_{0\,кр}-\frac{2}{m-1}\cos 2\theta\left[(m+1)P_{2\,кр}-t_{кр}\right]\right\}.\qquad (V.12)$$

Здесь через m обозначено отношение $(r_1/r_0)^2$.

При достаточно большой разнице в значениях ε_x и ε_y величина касательных нагрузок $t_{кр}$ превосходит прочность контакта на сдвиг и полученные решения становятся несправедливыми. Значения наибольших контактных касательных усилий при проскальзывании крепи не могут превосходить величины $P_{окр}f$, где f — коэффициент трения крепи о породу.

Наибольшими являются горизонтальные деформации ε_x, направленные вкрест простирания пород, падающих под углом α.

Положив деформации ε_y, направленные по простиранию, равными нулю, мы не рискуем сделать большую ошибку. Легко получить, в частности, из формулы (I.19) работы [5], соотношение $\varepsilon_x/\varepsilon_z = \operatorname{tg}^2\alpha$. Поскольку горизонтальные деформации оказывают наибольшее влияние на крутом падении, ограничимся рассмотрением значения $\operatorname{tg}^2\alpha = 1$. Практически достаточно рассмотреть значения m от 1,1 до 1,8. Металлическая крепь из труб или обечаек толщиной 10 мм рассмотрена при диаметре 2 м и $m = 1{,}02$.

Полагая для выбранных условий в выражении (V.12) $\sigma_\theta = \sigma$, где σ — предельное или допускаемое (расчетное) значение сопротивления материала крепи на сжатие при изгибе, разрешаем его относительно ε_x. Результаты вычислений сведены в табл. 49.

Значения деформаций для сборной крепи подсчитаны с учетом ее податливости в швах. Установлено [133, 144 и др.], что сжатие кольца металлических тюбингов на величину, примерно $1\cdot10^{-3}r_0$ и железобетонных на $\approx 2\cdot10^{-3}r_0$ является допустимым. Это соотносится с величинами опасных перемещений пород на контакте с крепью $U_м$. Соответствующее расчетное давление в массиве получаем из формулы (V.8).

$$P_{0м} = \frac{P_{0\,кр}}{2(1-\mu_0)} - \frac{\mu_0 E_0 \varepsilon_z}{2(1-\mu_0)^2} - \frac{U_м E_0}{2r_1(1-\mu_0)^2}. \qquad (V.13)$$

Здесь $U_м$ берется по абсолютному значению при сжатии крепи. Связь между ε_x и $P_{0м}$ при принятых соотношениях получается из формулы (V.1)

$$\varepsilon_x = \frac{2P_{0м}(1-2\mu_0)(1+\mu_0)}{E_0(1+2\mu_0)}. \qquad (V.14)$$

Из формулы Ламе получаем условие прочности

$$|P_{0\,кр}| = \frac{|\sigma_\theta|(m-1)}{2m}. \qquad (V.15)$$

Толщина тюбингов принимается для каждого диаметра ствола по существующим типоразмерам.

Характерно, что опасные значения вертикальной деформации для монолитной бетонной крепи даже с учетом ползучести примерно в 3,3 раза меньше, чем для сборной крепи, а по горизонтальным деформациям меньше почти на порядок.

Критическую деформацию закрепленного по концам расстрела можно определить по известной формуле

$$\Delta l = -\frac{\pi^2 J_{min}}{\mu_p^2 l F}, \qquad (V.16)$$

где l — свободная длина расстрела; J_{min} — наименьший осевой момент инерции поперечного сечения расстрела; μ_p — коэффициент приведения длины расстрела, принимаемый равным 0,5

Таблица 49

Крепь	m	Допускаемая деформация ($\varepsilon \cdot 10^{-3}$)			
		Песчаник	Известняк	Глинистый сланец	Уголь
Монолитная бетонная марки:					
М150	1,10	—0,16 *	—0,13 *	—0,30	—0,20
	1,80	—0,18 *	—0,09 *	—0,20	—0,44
М200	1,10	—0,18 *	—0,13 *	—0,40	—0,30
Кирпичная	1,10	—0,12	—0,17	—0,12	—0,09
	1,80	—0,20	—0,30 *	—0,30	—0,30
Металлическая	1,02	—0,30	—0,40	—0,60	—1,25
Металлическая тюбинговая диаметром, м:					
5	1,035	—0,90	—0,40	—0,90	—1,00
8	1,022	—0,90	—0,40	—0,90	—1,00
Железобетонная тюбинговая диаметром, м:					
5	1,15	—1,27	—0,60	—0,92	—0,89
8	1,10	—1,28	—0,65	—0,93	—0,90

Крепь	m	Предельная деформация ($\varepsilon \cdot 10^{-3}$)			
		Песчаник	Известняк	Глинистый сланец	Уголь
Монолитная бетонная марки:					
М150	1,10	—0,35 *	—0,30 *	—0,70	—0,45
	1,80	—0,40 *	—0,20 *	—0,40	—0,90
М200	1,10	—0,40 *	—0,30 *	—0,80	—0,60
Кирпичная	1,10	—0,60	—0,85	—0,65	—0,45
	1,80	1,00	—1,50 *	—1,50	—1,50
Металлическая	1,02				
Металлическая тюбинговая диаметром, м:					
5	1,035				
8	1,022				
Железобетонная тюбинговая диаметром, м:					
5	1,15				
8	1,10				

* Величины, полученные по условию проскальзывания крепи при следующих значениях f: 0,6 в песчанике и известняке (по бетону); 0,5 в глинистом сланце; 0,45 в угле [134].

при отсутствии промежуточных опор и 3,5 при двух промежуточных опорах; F — площадь поперечного сечения расстрела.

Расчеты выполнены для центрального расстрела, когда максимальное критическое перемещение стенки ствола U_{max} составит величину $\Delta l/2$. Принимая $U_0 = U_{max} + U_{min}/2$ или при $U_{min.} = 0$, $U_0 = U_{max}/2 = \Delta l/4$, учтем сдерживающее влияние крепи. Из выражения (V.8) получаем

$$P_{0\,кр} = \frac{E_к U_0 \left(r_1^2 - r_0^2\right)}{r_1 (1+\mu_к)\left[r_1^2 (1-2\mu_к) + r_0^2\right]}. \qquad (V.17)$$

Рассматривая давление на крепь как функцию деформаций массива и разрешая эту зависимость относительно ε_r, получаем

$$\varepsilon_r = \frac{(1-2\mu_0)\{E_к (m-1)(1+\mu_0) + E_0 (1+\mu_к)[1+m(1-2\mu_к)]\} P_{0\,кр}}{E_0 E_к (m-1)[1+\mu_к (1-2\mu_0)]}. \qquad (V.18)$$

Для ствола незакрепленного или при нанесении на его стенки изолирующего набрызгбетонного покрытия деформации массива определяются из выражения (V.2):

$$\varepsilon_r = \frac{(1-2\mu_0) U_{max}}{r_1 [3-2\mu_0 (3-2\mu_0)]}. \qquad (V.19)$$

Результаты расчетов величин критических горизонтальных деформаций пород для расстрелов приведены в табл. 50. Приняты расстрелы из двутавра № 27а для диаметра ствола 5 м и из двутавра № 36а для ствола диаметром 8 м.

Таблица 50

Диаметр ствола, м	m	Величина относительных деформаций пород ($\varepsilon \cdot 10^{-1}$)							
		с крепью				без крепи			
		песчаник	известняк	глинистый сланец	уголь	песчаник	известняк	глинистый сланец	уголь
5	1,25	—0,34	—0,26	—0,32	—0,64	—0,27	—0,24	—0,25	—0,24
	1,80	—0,91	—0,42	—1,12	—0,90				
8	1,27	—0,23	—0,14	—0,27	—0,36	—0,14	—0,13	—0,13	—0,12

Если учесть две промежуточные опоры, то значения деформаций увеличиваются примерно в 2 раза. Но, с другой стороны, на устойчивость расстрела сильно влияют условия в заделке. В случае расслабления одной заделки расстрела в лунке, значения критических деформаций для однопролетного расстрела умень-

шаются примерно наполовину. Поэтому расслабление заделок расстрелов в лупках необходимо ликвидировать.

Из сравнения данных, приведенных в табл. 50, со значениями предельных для крепи деформаций пород вытекает, что весьма часто нарушению даже монолитной бетонной крепи предшествует нарушение армировки [75].

Следует обратить внимание, что рассматриваемые до сих пор значения опасных деформаций относятся к массиву. Относительные деформации диаметра ствола значительно больше (примерно в 2—3 раза). Кроме того, не учитывалась возможность выдавливания пород в ствол, которое приводит к сужению ствола, непропорциональному действующим в массиве деформациям. В этих условиях критерии опасности должны исходить из величин ожидаемых перемещений пород λ, которые определяются путем периодических замеров, либо расчетом. Для приблизительной оценки опасности сужения ствола можно воспользоваться соотношениями λ и ε, считая перемещения опасными при условии

$$\frac{\lambda_{max}}{r_1} \geqslant 2 \div 3\varepsilon_{оп}, \qquad (V.20)$$

где $\varepsilon_{оп}$ — опасные значения деформаций массива, приводившиеся ранее.

Можно показать, что приведение к схеме действия сил на «бесконечности», использованной в настоящем параграфе, дает весьма малую погрешность и ошибка идет в сторону увеличения запаса надежности. Наличие за крепью нарушенных пород уменьшает жесткость реальной системы против расчетной. Этим компенсируется и неучет начальных напряжений в крепи. В обычных горно-геологических условиях приведенные значения деформаций требуют корректировки с учетом начальных напряжений в крепи лишь при проходке стволов бурением с введением крепи в работу до откачки раствора.

ГЛАВА VI

ЗАЩИТА СТВОЛОВ ОТ ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

§ 25. МЕРЫ ЗАЩИТЫ СТВОЛОВ

До недавнего времени защита вертикальных стволов осуществлялась исключительно предохранительными целиками. Вынесение стволов за пределы шахтного поля почти не практикуется. А между тем заложение стволов в центре шахтного поля приводит к большим потерям угля в целиках, не обеспечивая зачастую и сохранности стволов. Если учесть экономический ущерб от этих потерь, повышение стоимости поддержания стволов * и возможные их простои из-за нарушенности, то более выгодным может оказаться заложение их в лежачем боку свиты пластов. В то же время успешно эксплуатировались многие стволы, находившиеся в зоне влияния очистных работ. Более того, выемка пластов имеет и полезные следствия, такие, как разгрузка массива от повышенных напряжений.

Охрана стволов должна пониматься как защита их от недопустимых деформаций и разрушений. Важно, чтобы в течение срока службы обеспечивалось нормальное функционирование ствола и устойчивость при минимуме затрат на мероприятия по охране. Слишком надежные средства защиты могут оказаться и слишком дорогими. Так, в зарубежной практике при выемке околоствольных целиков в стволе зачастую устраивают защитные пояса лишь в месте пересечения вынимаемых пластов и перед самой выемкой. Дальнейшая эксплуатация обеспечивается проведением несложных ремонтов.

Современное понимание проблемы охраны стволов требует рассмотрения комплекса мероприятий, включающих меры по управлению сдвижением массива пород, повышению их устойчивости, приспособлению крепи и армировки к различного рода деформациям. Мероприятия по предотвращению нарушений в стволах проводятся в следующих направлениях: предотвращение опасных деформаций околоствольного массива в целом региональными по отношению к стволу мерами; уменьшение деформаций и повышение устойчивости окружающих пород или снижения давления их на крепь, например, путем их локальной разгрузки, укреплением или упрочнением; локального приспособления крепи и армировки к задаваемым породами перемещениям;

* Наиболее правильно ущерб от потерь учитывать в стоимости поддержания.

повышение надежности и долговечности крепи и армировки, например, меры против коррозии.

Обычно оказывается необходимым применять одновременно несколько этих мер в различных сочетаниях.

Рассмотрим более подробно различные меры защиты, обсудим их эффективность и условия применения.

Горные меры. Воздействие на массив или окружающие породы связывают со словом горный. Этим же словом характеризуются и меры защиты, связанные с ведением горных работ. Наиболее распространенной мерой является охрана стволов околоствольными целиками. Закладка выработанного пространства также давно используется для снижения интенсивности сдвижения массива. Что же касается планирования порядка отработки пластов и оконтуривания целика, то несмотря на имеющиеся предложения, ему до сих пор не уделяется должного внимания. Разгрузка пород от повышенных напряжений для целей охраны стволов до настоящего времени вообще не рассматривалась. Сюда же следует отнести и требование правильного расположения выработок околоствольного двора.

Околоствольные целики, закладка выработанного пространства и порядок отработки пластов. Околоствольные предохранительные целики строились в отечественной практике по углам сдвижения. Эти построения носят формальный характер, так как углы сдвижения определяются по допускаемым для сооружений деформациям поверхности, а не по деформациям толщи, в которой находится ствол. Недостаточность в ряде случаев целиков, построенных таким образом, определила переход к так называемому строгому способу построения, т. е. без учета безопасной глубины, а в дальнейшем к целикам, построенным, начиная с определенной глубины, по граничным углам или с учетом минимально допустимого расстояния от очистных работ в зоне опорного давления. Стали учитывать и возможность сдвигов пород по напластованию. Для защиты от этих сдвигов рекомендуется строить целики-упоры. Развитие и состояние методов расчета околоствольных целиков подробно освещено в работе [5]. Целики, построенные по последним Правилам охраны, достаточны для защиты стволов, кроме случаев существенной активизации сдвижения на верхних ранее отработанных горизонтах, когда нужны дополнительные меры.

Однако это не означает, что целики, построенные по этим нормам, имеют оптимальные размеры. Отметим, что в этих документах, как правило, отмечается, что предохранительные целики оставляются под сооружениями только в тех случаях, когда другие горные и конструктивные меры охраны технически невыполнимы или нецелесообразны по экономическим соображениям. Тем не менее это не нашло отражения в нормах охраны стволов, содержащихся в Правилах. Лишь в Донбассе разрешается

охранять стволы без целиков, зумпфы которых расположены от проектируемых к разработке пластов на расстоянии по вертикали большем $500m$, где m — вынимаемая мощность пласта. В промежутке разрешается строить целики не по граничным, а по углам сдвижения по пластам, лежащим ниже зумпфа ствола на $0{,}2H$ и более, где H — глубина ствола с зумпфом. Отметим также, что неправильно строить предохранительные целики для слепых стволов с горизонта, где этот ствол начинается. Надежная охрана слепых стволов обеспечивается целиками, построенными с поверхности [6].

Дифференцированный подход к определению размеров целиков для конкретной крепи и армировки по деформациям массива с учетом степени их опасности [4, 5, 82], позволяет найти оптимальные их размеры. В свою очередь применение конструктивных и других мероприятий в стволе создает возможность уменьшения размеров целиков вплоть до полной выемки. Уменьшение целиков предусмотрено также нормами [31]. Однако не рекомендуется оставлять предохранительные целики меньше барьерных, а в разрезе вкрест простирания во избежание искривления ствола при угле падения пластов более 25° — менее рассчитанных по углам сдвижения. Кроме того, не рекомендуется уменьшение размеров целиков по пластам, удаленных от последних (считая сверху вниз) видимых повреждений крепи и армировки (от влияния очистных работ) меньше, чем на расстояние $0{,}3H_0$ по вертикали, где H_0 — глубина очистной выработки от поверхности (по ее верхней границе). Возможность некоторого уменьшения целиков предусмотрена и донецкими Правилами охраны. В последние годы разработана методика расчета деформаций и построения целиков уменьшенных размеров с учетом времени, условий крутого падения и допускаемых для крепи и армировки деформаций, позволяющая в первом приближении решать эти задачи.

Поскольку уменьшение целиков может привести к увеличению степени влияния сдвижения массива на ствол, в ряде случаев целесообразно производить закладку выработанного пространства. В зарубежной практике закладка (преимущественно гидравлическая) широко применяется при выемке целиков. Удавалось добиться высокой эффективности гидравлической закладки на пологих и частично наклонных пластах, когда оседание поверхности снижалось до 10—5% от вынимаемой мощности пластов [147, 149, 154], т. е. эффективности 0,90—0,95. При отработке на одной из шахт Рура свиты пластов крутого и наклонного залегания с частичной закладкой и без закладки на отдельных пластах, оседания поверхности составили 38% от их вынимаемой мощности [152]. В Центральном Донбассе эффективность гидравлической закладки по данным ИГД им. А. А. Скочинского и Украинского филиала ВНИМИ составила лишь 0,53.

При сокращении целиков, особенно в условиях проявления активизации сдвижения, не следует сосредоточивать очистные

работы на одну сторону от ствола [31]. Для уменьшения искривления ствола надо вести очистные работы по возможности симметрично по простиранию. Желательно в тех случаях, когда это возможно, одновременное оконтуривание целика по восстанию и падению. Благоприятно сказывается на протяженности зоны опорного давления уменьшение шага обрушения и, при работах на целик, увеличение скорости подвигания забоя.

Разгрузка окружающих пород и другие мероприятия. Разгрузка окружающих выработку пород от повышенных напряжений является одним из способов управления горным давлением. В настоящее время этот способ наиболее широко применяется как средство предотвращения горных ударов [109 и др.]. Но при этом разгрузка чаще всего является одной из операций основного технологического процесса — выемки угля, тогда как для защиты ствола во многих случаях требуются дополнительные горные работы. Поэтому наибольший интерес представляет метод локальной разгрузки, в частности, с помощью разгрузочных скважин большого диаметра. Так, на шахтах Воркутского месторождения снижение напряжений в краевых частях угольного массива производилось при помощи скважин диаметром 300 мм. Расстояние между скважинами составляло 1—1,5 м. В настоящее время успешно опробовано также бурение разгрузочных скважин диаметром 95—150 мм, а в штреках —до 400 мм. Ширина защищенной зоны равнялась глубине скважин.

Метод щелевой разгрузки в горизонтальных выработках теоретически и экспериментально обоснован ДонУГИ и ИГД им. А. А. Скочинского и проверен в штреках шахт им. XXII съезда КПСС, им. Ильича, им. А. Ф. Засядько и др. [80]. Этот способ обеспечивает снятие высоких напряжений с контура выработки и перенос их (с меньшей концентрацией) в глубину массива. Установлено, что высокая эффективность достигается при разгрузке полостями, расположенными перпендикулярно направлению наибольших перемещений.

Имеется опыт образования разгрузочных полостей взрывным способом [80]. При этом в породах с $\sigma_{сж} = 300 \div 500$ кгс/см^2 рекомендуется располагать шпуры на расстоянии 50 см друг от друга, а величину сосредоточенного заряда для одного шпура, в зависимости от размера щели, принимать 0,45—0,9 кг. Глубина щели должна соответствовать размеру выработки.

Поскольку наибольшие перемещения пород околоствольного массива наблюдаются вкрест простирания, то в стволе эффективными должны быть разгрузочные скважины и щели, расположенные по простиранию и падению—восстанию, и примыкающие к наиболее опасным участкам, т. е. к районам пересечения угольных пластов и слабых вмещающих пород. Исследования, выполненные на моделях, подтверждают наибольшую эффективность разгрузочных щелей при расположении их перпендикулярно

действию наибольших напряжений в массиве [80]. При этом методом фотопластичности было показано, что при таком расположении щелей пластические зоны имеют меньшую величину и возникают лишь при резком отличии наибольшего и наименьшего давления в массиве [54]. Иная ориентировка щелей приводит к развитию пластических зон при значительно меньших соотношениях минимального давления к максимальному. Здесь же показано, что образование дополнительных щелей и в направлениях наибольших напряжений в массиве сказывается благоприятно.

Для оценки эффективности горизонтальных и наклонных щелей, окружающих ствол, во ВНИМИ были выполнены опыты на объемных моделях из оптически активных материалов. Задача решалась для трех углов наклона щели α: 0, 30 и 60°. Глубина щели l принималась равной диаметру ствола.

При $\alpha = 0°$ вертикальные напряжения σ_z уменьшаются, начиная с расстояния, равного $5l$, и снимаются полностью у щели. Наиболее резкое снижение напряжений начинается с расстояния $2l$. С этого же расстояния снижаются и тангенциальные напряжения на контуре ствола σ_θ. Коэффициент концентрации их уменьшается от 2 до 0,8 у щели.

При α равном 30 и 60° вертикальные напряжения определялись на срезах вкрест простирания и по простиранию. При этом распределение их неодинаково. Наблюдается различие между распределением напряжений в плоскости вкрест простирания выше и ниже щели, особенно при $\alpha = 60°$. Вертикальные напряжения начинают уменьшаться с расстояния примерно $5l$ вверх и вниз от щели. При $\alpha = 60°$ эти изменения более резки. Вверх от щели на расстоянии $2l$ напряжения σ_z близки к нулю, после чего еще на расстоянии $2l$ они резко возрастают и далее изменяются постепенно. Вниз от щели они резко возрастают на расстоянии $1l$ от 0 до 0,5 от значения вне зоны влияния щели, изменяясь далее постепенно.

В плоскости по простиранию вертикальные напряжения вверх и вниз от щели распределяются одинаково. При $\alpha = 30°$ их распределение мало отличается от распределения при $\alpha = 0°$. При $\alpha = 60°$ они нарастают более плавно.

Влияние наклонных щелей на распределение тангенциальных напряжений σ_θ сказывается не только в их снижении, но оно вызывает и неравномерное распределение по периметру ствола. Наибольшее влияние оказывает щель при $\alpha = 60°$. В этом случае по всему периметру коэффициент концентрации напряжений σ_θ достигает двух только в горизонтальных сечениях, удаленных от щели (вала ствола) на расстояние $2,4l$. При $\alpha = 30°$ существенная неравномерность распределения наблюдается лишь в зоне равной $0,6l$. Далее напряжения распределяются практически равномерно, достигая обычных значений на расстоянии $2l$.

Две щели, наклоненные под углом $\alpha = 45°$, оказывают вли-

ное влияние на напряженность пород между ними лишь при удалении друг от друга по оси ствола на расстояние не более $10l$. Наибольший коэффициент концентрации напряжений σ_z на контуре составлял 0,3—0,5 при расстоянии между щелями $4l$, а при расстоянии равном $8l$ — 0,84—0,94. Снижение напряжений σ_θ отмечалось лишь при расстоянии между щелями не более $4l$.

Региональная разгрузка пород путем надработки для защиты стволов, пройденных с поверхности, может быть использована в основном при полной выемке целика. Возможно использовать надработку для защиты некоторых слепых стволов. Там, где это возможно, следует использовать предварительную до проходки или углубки защитную выемку пластов (желательно с закладкой). Ствол при этом следует проходить через выработанное пространство, спустя 2—3 года после отработки пласта.

Более широкое применение может найти разгрузка наклонными щелями (скважинами) или при расположении скважин или щелей по образующей ствола. При этом, по-видимому, щели должны заполняться податливым материалом, во избежание прогрессирующего разрушения пород. Следует иметь в виду, что в процессе разгрузки происходит смыкание щелей и сжатие разрушенной вдоль нее породы, в результате ее упругого восстановления.

Горнотехнологические меры. Применяя различные воздействия на окружающие породы принципиально возможно изменять их свойства, делать их жестче и прочнее, либо, наоборот, делать мягче, податливей. Речь идет о создании около ствола различных зон, породы в которых имеют разную деформируемость. Эти зоны можно многократно чередовать, а систему рассчитать. Такое решение, в частности, для упругой стадии приведено в работе [66]. Для этой же цели можно использовать и решение, приведенное в главе II.

Установлено, что системы жестких и податливых слоев, особенно в сочетании, принципиально позволяют уменьшить перемещения пород на контуре ствола и нагрузку на крепь при загружении массива деформациями, вызываемыми очистными работами. Однако в настоящее время неизвестны практические способы резкого снижения жесткости в какой-то области пород при повышении их объемной сжимаемости. Такая возможность имеет пока теоретическое значение.

Увеличение жесткости пород достигается практически различными способами их упрочнения. Упрочнение одновременно является и средством повышения устойчивости окружающих пород [13].

Способы упрочнения пород разделяются на физические и физико-химические. К первым отнесены гидравлическое (осушение), механическое (цементация, глинизация, битумизация, уплотнение и т. п.) упрочнение, а также замораживание, т. е. случаи, когда изменяются физические свойства пород. Во вторых

относятся способы, вызывающие химическое превращение породы с последующим изменением ее физических свойств (силикатизация, смолизация, электрохимическое укрепление, термическая обработка, воздействие многокомпонентных вяжущих с применением извести и др.). Укрепление штангами, сваями, подпорными стенками и т. п. не относятся к физическим методам. Эти конструктивные меры не меняют физических свойств пород, не упрочняют их, а механически укрепляют.

Наибольшее распространение в стволах получила цементация. В частности, можно отметить интересный случай, когда на одной из шахт ФРГ под влиянием очистных работ были нарушены

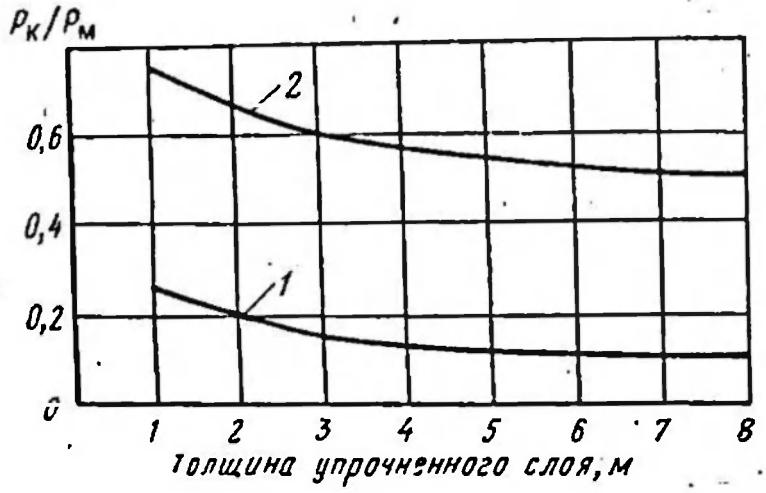


Рис. 69. Зависимость передаваемой на крепь нагрузки от толщины упрочненного слоя при различных соотношениях модулей упругости этого слоя $E_м$ и материала крепи $E_{кр}$:
1 — $E_м/E_{кр} = 2,5$; 2 — $E_м/E_{кр} = 0,4$

породы, окружавшие слепой ствол, а также металлическая кольцевая крепь этого ствола и камеры подъемной машины. После цементации пород и тампонажа закрепного пространства нарушений не наблюдалось, несмотря на продолжение очистных работ [13]. С точки зрения механики горных пород эффект упрочнения состоит в увеличении устойчивости и грузонесущей способности породобетонной (или с иным компонентом) конструкции. После упрочнения эта оболочка должна создать радиальный отпор, достаточный для равновесия системы «крепь — упрочненная оболочка—массив» при снижении перемещений системы по сравнению с неупрочненными породами. Другое назначение упрочнения состоит в увеличении стойкости пород против коррозии, выветривания, размокания и т. п. Опыт показывает, что заполнение открытых трещин цементным камнем приводит к увеличению сцепления в массиве в 8—10 раз [13]. Наличие в трещинах глинистого материала снижает эффективность увеличения сцепления на 60—65%. Упрочнение нарушенного под влиянием старых очистных работ массива является эффективной мерой повышения его устойчивости. Тампонаж должен при этом применяться при ликвидации пустот в районе старых горизонтов. На участках стволов, активное влияние очистных работ на которые прекратилось, тампонажем практически можно ликвидировать сформировавшуюся ранее зону предельного равновесия (пластическую). Давление на крепь, определяемое достигнутыми к моменту окон-

чания тампонажа перемещениями ее внешнего контура, фиксируется на этом уровне. Очевидно следует принять меры, чтобы не перегрузить крепь в процессе тампонирования, например, применяя способ последовательного зонального тампонажа, когда сначала раствор с небольшим напором подается через неглубокие скважины, а повторный тампонаж производится через пробуренные после этого более глубокие. Давление на крепь после перекрепления будет определяться технологическими причинами, например, давлением тампонажного раствора. При перекреплении таких участков на обычных глубинах можно с успехом использовать набрызгбетонное покрытие, как это имело место при ремонте клетевого ствола шахты им. Д.Ф. Мельникова, находившегося под влиянием очистных работ. В условиях, когда деформации массива продолжаются, упрочнение повышает несущую способность приствольной зоны пород. На рис. 69 показан график, который свидетельствует о снижении нагрузок на крепь $P_к$ по сравнению с нагрузками на массив $P_м$ для диаметра ствола 6 м при толщине бетонной крепи 0,5 м. В частности, видно, что увеличение толщины упрочненного слоя эффективно лишь до 4 м. Указанный эффект сохраняется в определенных пределах развития деформации. Он может иметь значение, например, если участок ствола пройден после начала влияния очистных работ, когда активная стадия процесса сдвижения уже закончилась и добавочные деформации не превзойдут некоторого предела. Аналогичное положение и с ремонтируемым участком ствола, на который будут воздействовать лишь незначительные деформации, реализующиеся после перекрепления. Упрочнение, проведенное до начала влияния очистных работ или до завершения активной стадии сдвижения, будет эффективным при значительной удаленности ствола от очистных работ, обеспечивающей небольшую суммарную деформацию пород, окружающих ствол.

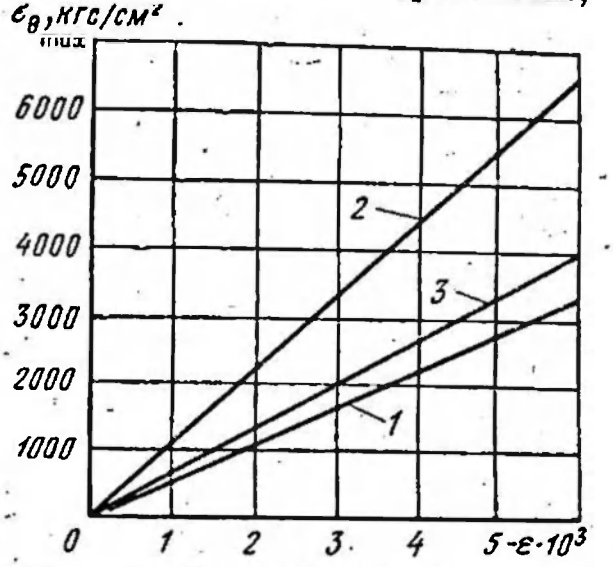


Рис. 70. Характер изменения напряжений $\sigma_{\theta\,max}$ в стенке незакрепленного ствола в зависимости от величины деформаций массива ε при различном значении отношения радиуса затампонированной зоны к радиусу ствола для глинистого сланца (квадрат этого отношения обозначен через m):
1 — $m = 1$; *2* — $m = 2$; *3* — $m = 3$

На рис. 70 показана зависимость напряжения $\sigma_{\theta\,max}$ в стенке незакрепленного ствола, окруженного упрочненными породами разной толщины, от величины деформаций массива. Принято увеличение модуля Юнга в затампонированной зоне в 3 раза по сравнению с неупрочненным массивом. На рис. 71 показаны

изменения напряжений при наличии крепи. Сравнивая напряжения, возникающие в породах, с разрушающими, приходим к выводу, что уже при величинах относительных деформаций массива порядка $(0{,}1 \div 0{,}3) \cdot 10^{-3}$ все породы будут разрушены. Отметим еще, что упрочнением ликвидируется буферная зона нарушенных пород, которые могли бы за счет податливости смягчить воздействие деформаций на крепь. Следовательно, в зонах существенных ожидаемых деформаций пород ε_x, ε_y и ε_z и прежде всего в зоне опорного давления, упрочнение как мера защиты не эффективно.

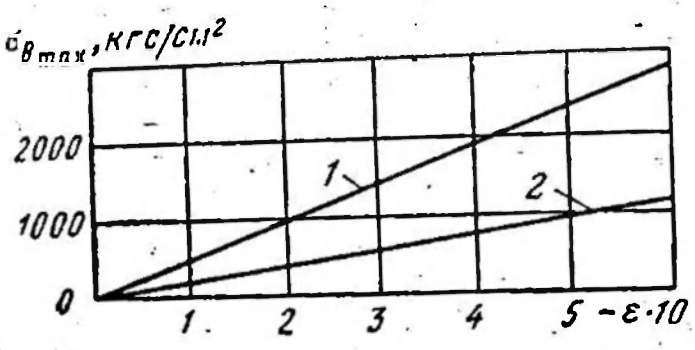


Рис. 71. Характер изменения напряжений $\sigma_{\theta\,max}$ на контакте крепи с породой (глинистый сланец) при значении квадрата отношения внешнего радиуса крепи к внутреннему 1,36:
1 — в породах; *2* — в крепи

Горнопконструктивные меры. Из известных мер укрепления пород штангами, сваями, подпорными стенками в рассматриваемых условиях имеет смысл упомянуть лишь штанговую крепь. Изменяя величину натяжения штанг, можно в 1,1—2,6 раза [81] увеличить несущую способность пород. Эффект укрепления пород является следствием подпора, создаваемого штангами изнутри ствола, который зависит не только от силы их натяжения, но и характера поля перемещений пород в зависимости от типа загружения околоствольного массива [66]. Однако в местах пересечения стволом старых очистных работ, а также при развившемся разрушении пород в стенках ствола и вывалах применение штанговой крепи нецелесообразно, поскольку она неэффективна в мелкоблочных, разрушенных породах [13]. Особенно важно состояние пород в месте закрепления замков. Если породы сильно нарушены, то следует либо отказаться от применения штанговой крепи, либо предварительно их упрочнить.

Рассмотрим возможности штанговой крепи как средства, сдерживающего перемещения пород внутрь ствола под влиянием деформаций массива от очистных работ.

Рабочее усилие штанги создается либо за счет предварительного натяжения, либо за счет разности ΔU перемещений пород на поверхности выработки и на уровне замка крепи, или за счет того и другого.

На рис. 72 показаны две схемы распределения упругих перемещений U на разных расстояниях от выработки. Из них видно, что при воздействии на массив деформаций от очистных работ ΔU отрицательно в породах со значением коэффициента Пуассона менее 0,33. Штанга без предварительного натяжения будет выдвигаться в ствол, совершенно не выполняя своих функций, а предварительное натяжение будет уменьшаться. При

$\mu > 0{,}33$ не следует ожидать и существенного увеличения натяжения штанги, так как разность перемещений ΔU хотя и положительна, но незначительна по величине.

По второй схеме упругие перемещения реализуются в процессе проходки ствола за счет снятия напряжений при выемке породы. При этом ΔU всегда положительно и значительно по величине. Однако штанга будет работать, если ее установить близко к забою, когда упругие деформации еще не реализовались полностью. Но и при этом «рабочей» будет лишь небольшая часть ΔU. Дальнейшее натяжение штанги будет происходить за счет ползучести пород. В первом же случае увеличение перемещений за

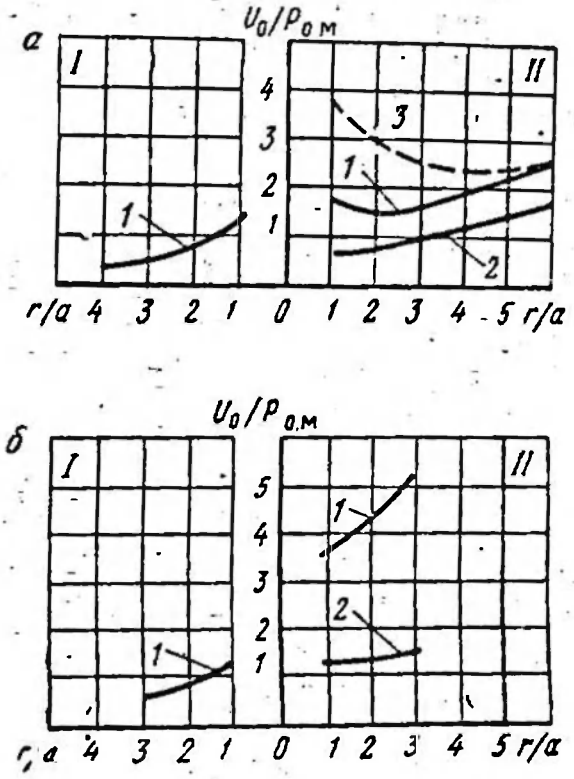


Рис. 72. Характер изменения перемещений пород вблизи незакрепленного ствола:

а — от равномерной нагрузки; *б* — от неравномерной части нагрузки; *I* — перемещения вследствие самой проходки ствола (схема разгрузки); *II* — перемещения от заданных массиву горизонтальных и вертикальных деформаций; *1* — для глинистого сланца; *2* — для песчаника; *3* — для разрушающихся в процессе перемещения пород

счет ползучести не изменит их соотношений. И только при развитии после установки штанг в окружающих породах предельных областей с присущим этому процессу разрыхлением натяжение штанг во всех случаях будет увеличиваться, хотя и в различной степени (пунктир на рис. 72). Следовательно, штанговую крепь целесообразно применять лишь как средство укрепления пород и прежде всего на тех участках ствола, где активная стадия сужения поперечного сечения его под влиянием очистных работ закончилась. В зонах интенсивных деформаций эту крепь нельзя считать эффективной, хотя она может играть вспомогательную роль при развитии предельной зоны. Замки при этом желательно располагать за этой зоной.

Технологические меры. Кроме рассмотренных ранее мер общего характера, наибольшее значение в рассматриваемых условиях имеет перекрепление ствола или его нарушенных участков, когда нагруженность крепи уменьшается. Этот эффект связан с реализацией перемещений. Новая крепь либо почти не

нагружается, если напряженность горных пород не увеличивается и нет условий для продолжения деформаций ползучести или вязкопластического течения, либо нагружается в меньшей степени, за исключением участков в слабых выдавливающихся породах.

Дополнительный эффект получают при повторной проходке с расширением ствола. Этот прием успешно используется в горизонтальных выработках при так называемой двойной проходке, когда выработку проходят сначала малым сечением, а потом расширяют до проектных размеров [80]. Увеличивается плотность пород, примыкающих к крепи, так как часть разрушенных пород удаляется. В период обдирки стенок ствола реализуются перемещения контура пород и соответствующий рост предельной зоны, что и является причиной значительного снижения нагрузок. Кроме того, повторная проходка позволяет исправить профиль искривленного ствола, что важно для работы подъема. Однако если в дальнейшем ожидаются значительные деформации массива, вызываемые ведущимися или будущими очистными работами, а также при интенсивном выдавливании слабых глинистых пород в зонах опорного давления, то перекрепление жесткой крепью не даст должного эффекта. Необходимы дополнительные меры защиты и прежде всего конструктивные.

Конструктивные меры. В соответствии с условиями работы стволов при влиянии очистных работ конструктивная защита крепи на пологом падении производится от вертикальных деформаций массива, а на наклонном и крутом — также и от деформаций сужения поперечного сечения, сдвигов поперечных сечений и срезывания. Аналогично армировка приспосабливается к вертикальному укорочению, уменьшению диаметра, регулируется ее положение при относительном отклонении поперечных сечений ствола, возникающих вследствие наклонов и искривлений.

В литературе приведены предложения по конструктивному приспособлению крепи, часть из которых применялась на практике [5, 41, 113 и др.]. Сюда относятся разного рода податливые прокладки, узлы податливости, заполненные вязким материалом (обычно битумом), зазоры между крепью и породой, скользящие битумные оболочки, оболочки из податливого материала, податливые костровые зоны, спиральные, телескопические и гофрированные крепи и т. д.

Конструктивные меры сводятся к следующим основным принципиальным схемам:

а) нарушение связи между породой и крепью (создание зазора, скользящего слоя), вследствие чего вертикальные деформации пород не передаются на крепь или передаются в допустимых пределах;

б) оставление зазора между крепью и породами, незаполненного или заполненного вязкими или иными материалами, обеспечивающего беспрепятственное боковое смещение крепи или

компенсирующего сужение поперечного сечения ствола и перемещения пород при послойных сдвигах;

в) обеспечение вертикальной податливости крепи, защищающей ее от перегрузок при совместном с породой укорочении участка ствола;

г) расчленение крепи легко деформируемыми поясами для предотвращения беспорядочного разрушения при осевом растяжении крепи;

д) обеспечение радиальной податливости крепи или заполнителя закрепного пространства для снижения радиального

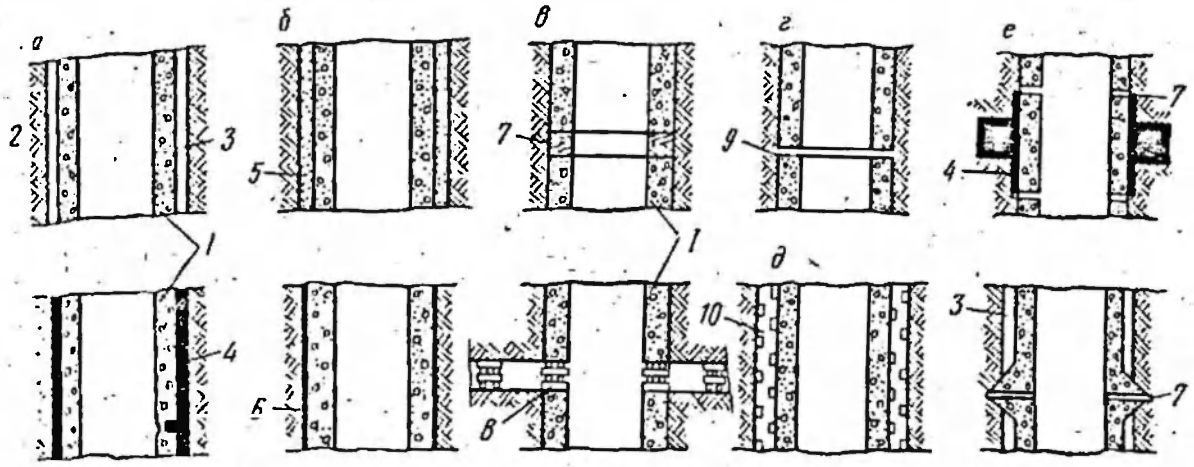


Рис. 73. Основные принципиальные схемы конструктивных мер защиты крепи ствола:

1 — крепь; *2* — породы; *3* — зазор; *4* — вязкий заполнитель; *5* — сыпучий заполнитель; *6* — ослабление связи с породой или скользящее покрытие; *7* — осадочный шов; *8* — податливая зона (пояс); *9* — пояс ослабления для условий разрыва; *10* — пустотелые блоки или пористый материал

давления на крепь и, в некоторых случаях более равномерного его распределения по периметру при сужении поперечного сечения ствола вчерне;

е) комбинации перечисленных схем.

На рис. 73 показаны основные принципиальные решения в соответствии с этой классификацией.

Наиболее простой мерой по схеме «а» является ослабление связи крепи с породой, обеспечение их относительного проскальзывания в вертикальном направлении практически без трения. Связь нарушается на участке пересечения стволом опасного, сильно деформирующегося слоя, например, угольного пласта мощностью m, и на смежных участках (рис. 74). Мероприятие заключается в том, что абсолютная деформация Δm слабого слоя мощностью m распределяется в крепи на участке $m_1 > m$. Относительная деформация крепи, таким образом, уменьшается, и крепь не разрушается.

Рассматривая эту меру защиты, Ф. Мор [157] рассуждал следующим образом. Относительная деформация слабого слоя ε_m равна $\Delta m/m$. Соответствующая относительная деформация ствола на длине m_1 составит $\varepsilon_1 = \Delta m/m_1$. Если опасная для крепи

деформация есть ε_p, то для ее сохранности должно выполняться условие $\varepsilon_1 \leqslant \varepsilon_p$. Отсюда

$$m_1 \geqslant m \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p}. \qquad \text{(VI.1)}$$

Неточность схемы Ф. Мора заключается в том, что он считает вмещающие слабый слой породы не деформирующимися. Это можно считать приемлемым, если рассматривать, например, уголь, заключенный между слоями песчаников. Но если деформации вмещающих пород соизмеримы с деформациями слабого слоя, то ошибка оказывается значительной.

Пусть длина участка ослабления связи крепи с породами кровли слабого слоя есть $m_в$, а длина его в почве — $m_н$. При

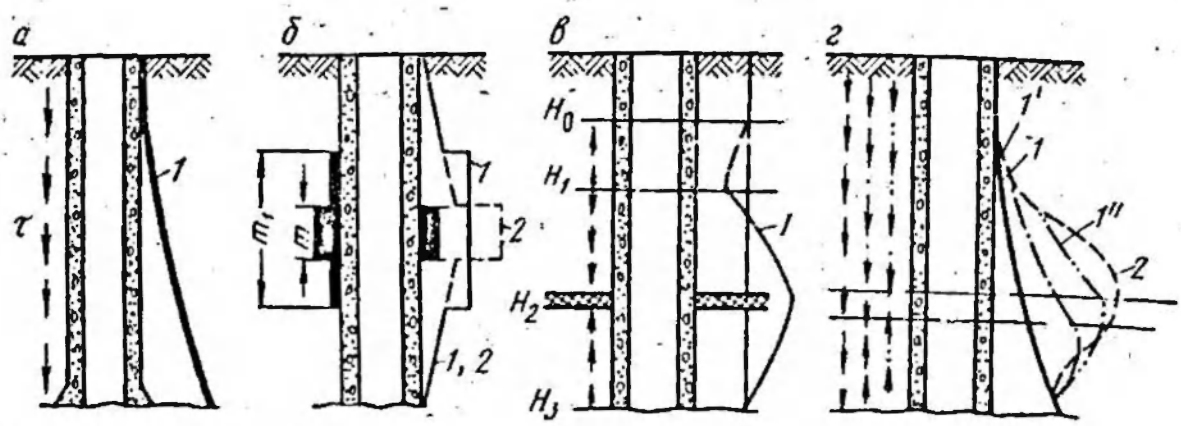


Рис. 74. Расчетные схемы воздействия на ствол деформирующихся под влиянием очистных работ пород:
1, 1'1'' — эпюры деформаций крепи; *2* — эпюры деформаций пород

этом под слабым следует понимать пласт или пачку пород, уровень вертикальных деформаций в которых выше опасных для крепи. Будем называть эту пачку опасной. Имеем следующие соотношения:

$$m_1 = m + m_в + m_н;$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta m + \Delta m_в + \Delta m_н}{m_1}; \qquad \text{(VI.2)}$$

$$\varepsilon_в = \frac{\Delta m_в}{m_в}; \quad \varepsilon_н = \frac{\Delta m_н}{m_н}.$$

Принимая отношение $m_в/m_н$ равным K, получаем следующую формулу, действительную при $0 < K < \infty$:

$$m_1 \geqslant \frac{m\,[(K+1)\,\varepsilon_m - (\varepsilon_в + K\varepsilon_н)]}{(K+1)\,\varepsilon_р - (\varepsilon_в + K\varepsilon_н)}. \qquad \text{(VI.3)}$$

При $m_в = 0$

$$m_1 \geqslant \frac{m\,(\varepsilon_m - \varepsilon_н)}{\varepsilon_р - \varepsilon_в}. \qquad \text{(VI.4)}$$

При $m_н = 0$

$$m_1 \geqslant \frac{m\,(\varepsilon_m - \varepsilon_в)}{\varepsilon_р - \varepsilon_в}. \qquad \text{(VI.5)}$$

Например, при $\varepsilon_р = 1°/00$ $\varepsilon_m = 2°/00$, $\varepsilon_в = \varepsilon_н = 0{,}8°/00$, $m = 2$ м, $K = 1$ по формуле (VI.1) получаем $m_1 \geqslant 4$ м, а по формуле (VI.3) $m_1 \geqslant 11$ м. Разница весьма существенна. Возьмем другой пример. Пусть $\varepsilon_m = 3\varepsilon_р$, $\varepsilon_в = 0{,}8\ \varepsilon_р$ и $\varepsilon_н = 0{,}2\varepsilon_р$. Возьмем следующие последовательные значения K: 0; 0,25; 0,5; 1; 1,5; 2; 3; 4; ∞. В результате получаем последовательность отношений m_1/m: 11; 7; 25; 6; 5; 4,57; 4,33; 4,08; 3,94; 3,5. По Ф. Мору, $m_1/m = 3$. Следовательно, выгоднее ослаблять связь с крепью в более слабых из вмещающих опасную пачку породах, в которых уровень деформаций выше. Эффективность ослабления связи находится в обратном отношении к величине сил трения, действующих на контакте крепи с породами и препятствующих разгрузке крепи. Поэтому наиболее надежная защита обеспечивается при наличии скользящего контакта крепи с породами.

Скользящие крепи распространены за рубежом довольно широко. Зачастую скользящим выполняется весь ствол, что достигается обычно битумным заполнением закрепного пространства. При этом рассматривают загружение ствола вертикальными касательными силами трения (рис. 74, *а*) от поверхности до опорного венца [26]. Ствол как бы «вырастает» над поверхностью, поскольку его абсолютные деформации укорочения меньше оседаний толщи. Эта схема возможна лишь в отдельных случаях, в частности, при скольжении крепи ствола вблизи поверхности или на участке, ограниченном сверху, например, телескопным соединением [5].

Относительные вертикальные деформации ствола, достигающие максимума у опорного венца, не должны превосходить опасных значений. Силами, действующими на крепь, являются силы трения и собственный вес крепи. Приравнивая в нижнем опасном сечении ствола действующие силы и опасные значения вертикальных усилий в крепи, получаем условие, устанавливающее наибольшее предельное или допускаемое значение коэффициента трения на границе крепи и пород. Общее усилие трения определяется прижимающим давлением $P_0 = P_{max} + P_{min}/2$.

Среднее значение коэффициента трения $f_{ср}$ должно удовлетворять условию

$$f_{ср} \leqslant \frac{0{,}25\sigma\pi\left(d_1^2 - d_0^2\right) - Q}{P_0 \pi d_1 h_c}, \qquad \text{(VI.6)}$$

где d_1 — внешний диаметр крепи; d_0 — ее внутренний диаметр; h_c — высота защищаемого участка ствола; Q — вес колонны крепи на участке h_c.

Х. Липком [156] рассмотрено скольжение крепи ствола без опорных венцов при выемке околоствольного целика (рис. 74, *б*). Он при этом не интересуется величинами оседаний и деформаций пород. Важен лишь факт относительного смещения крепи и пород в вертикальном направлении. Оседание слоев начинается непосредственно над выработанным пространством и со временем

сдвижение распространяется кверху. Рассматривается положение, когда оседание пород распространилось до горизонта H_1 (рис. 74, *в*). В зоне оседания H_1—H_2 на крепь действуют распределенные касательные силы трения τ, направленные сверху вниз и равные Pf где, f — коэффициент трения между крепью и породой. Радиальные силы P Х. Линк принимает равными равномерной части давления, сложенной с половиной неравномерной его части, что в принятых у нас обозначениях соответствует давлению P_0. Выше горизонта H_1 до горизонта H_0 и ниже горизонта H_2 до горизонта H_3 (рис. 74, *в*) возникают реактивные силы трения, направленные вверх. Из условий равновесия всех сил трения, полагая при этом, что на горизонтах H_0 и H_3 перемещения и продольные усилия в крепи отсутствуют (абсолютная деформация крепи на участке H_0—H_3 равна нулю), а силы P_0 прямо пропорциональны глубине, Х. Линк получает следующие уравнения для определения положения горизонтов H_0 и H_3:

$$\begin{aligned} 2\left(H_2^2-H_1^2\right)&=H_3^2-H_0^2;\\ 2\left(H_2^3-H_1^3\right)&=H_3^3-H_0^3. \end{aligned} \qquad \text{(VI.7)}$$

Максимальное растягивающее усилие в крепи на горизонте определяется выражением

$$\begin{aligned} P_1&=\frac{b}{2}\left(H_1^2-H_0^2\right);\\ b&=\pi d_1 fa; \end{aligned} \qquad \text{(VI.8)}$$

где a — коэффициент пропорциональности радиальной нагрузки глубине.

Наибольшее сжатие колонны крепи в точке H_2 находится по формуле

$$P_2=\frac{b}{2}\left(2H_1^2-H_0^2-H_2^2\right). \qquad \text{(VI.9)}$$

Отмечая трудности решения уравнения (VI.7) алгебраическим путем, Х. Линк предлагает искусственный прием. Далее он показывает, что учет собственного веса крепи пренебрежимо мало влияет на результаты.

Схема встречает ряд возражений, так как на горизонте H_1 происходит отслоение породы от неподвижной вышележащей толщи. Такая последовательность может быть оправдана при отработке малой площади (условия неполной подработки) в качестве промежуточной стадии процесса оседания. В конечном счете сдвижение выходит на поверхность. Но и при отслоении пород горизонта H_1 на промежуточной стадии процесса породы выше этого горизонта не могут быть неподвижными. Пачка H_0H_1 обязательно испытывает деформации упругого восстановления. Следовательно, породы в некоторой области выше горизонта H_1 также перемещаются вниз. Поэтому нет оснований полагать го-

ризонт H_1 линией перемены знака касательных усилий. Не является очевидным, что касательные силы действуют на всем протяжении от H_0 до H_3, поскольку возможны отдельные участки, где деформации крепи и пород совпадают, и здесь касательные силы должны отсутствовать [5].

Предположим, что крепь скользит на всем протяжении от точки неподвижного закрепления ствола в породах на некотором горизонте H_0, который может совпадать и с поверхностью до опорного венца на горизонте H_3. Эпюра деформаций пород изображается некоторой кривой *2* на рис. 74, *г*. Чтобы касательные силы, действующие на крепь, на протяжении всего рассматриваемого участка были направлены вниз, необходимо условие, при котором оседание любой точки крепи на этом участке меньше оседаний смежных точек массива, кроме уровня опорного венца. Величина же оседания (относительно H_3) численно выражается площадью части эпюры деформаций, ограниченной горизонталью, проходящей через данную точку, и горизонтом опорного венца. Следовательно, для существования касательных сил, действующих на крепь сверху вниз на всем рассматриваемом участке ствола, необходимо, чтобы в области ниже любого горизонта, расположенного выше H_3, площадь эпюры деформаций массива была больше соответствующей площади эпюры деформации крепи. Этому условию удовлетворяют на рис. 74, *г* только кривые *1* и возможно другие, лежащие левее этой кривой. Для любой кривой, лежащей правее ее, это условие не удовлетворяется. Следовательно, для этих кривых, например *1* и *1'* на рис. 74, *г*, должен существовать некоторый горизонт, ниже которого касательные силы могут быть направлены лишь вверх и носить характер касательного отпора со стороны пород. Оседание точек крепи и смежных точек пород на этом переходном горизонте равны между собой. Величины вертикальных деформаций крепи не могут превосходить максимальных деформаций пород на участке.

Ниже переходного горизонта возможно совместное деформирование крепи и пород, если реактивные касательные силы не превосходят удерживающих сил трения (и сцепления, если речь идет о крепи без специального скользящего слоя). В этом случае переходный горизонт определяется нижней точкой пересечения эпюр деформаций крепи и пород. Если совместность деформаций нарушается, тогда переходный горизонт лежит выше этой точки пересечения эпюр, что следует из равенства площадей эпюр деформаций ниже переходного горизонта.

Наибольшие вертикальные напряжения в скользящей крепи возникают на горизонте H_4 перемены знака касательных сил. Они определяются действующими силами трения и весом самой крепи по формуле

$$\sigma_z = \frac{2\pi}{F_x} \int_{H_0}^{H_x} r_1 (P_0 f + \Delta q)\, dH_1, \qquad \text{(VI.10)}$$

где F_x — площадь поперечного сечения крепи на горизонте H_x; Δq — приращение веса на единицу длины окружности по глубине; H_0 — верхний горизонт, начиная с которого наблюдается несовместность вертикальных перемещений крепи и пород.

Приравнивая σ_z к предельному или допускаемому для крепи напряжению σ, получаем соответствующую величину коэффициента трения (считая его постоянным):

$$f \leqslant \frac{0{,}5\sigma\left(r_1^2 - r_0^2\right) - r_1 \int\limits_{H_0}^{H_x} \Delta q \, dH}{r_1 \int\limits_{H_0}^{H_x} P_0 \, dH}. \qquad \text{(VI.11)}$$

Если толщина крепи не меняется и вес является линейной функцией глубины, а P_0 постоянно, то формула (IV.11) принимает вид:

$$f \leqslant \frac{0{,}5\sigma\left(r_1^2 - r_0^2\right) - r_1 \Delta q l}{r_1 P_0 l}, \qquad \text{(VI.12)}$$

где l — длина скользящей части крепи.

Подставив $Q = 2\pi r_1 \Delta q l$ и перейдя к a_1 и d_2, получим формулу (VI.6).

Схема «б» мер защиты, когда между крепью и породой помещается буферный слой значительной толщины, примыкает к рассмотренной группе в отношении вертикальных перемещений. Для компенсации горизонтальных перемещений обычно применяют битумные оболочки, толщина которых достаточна для компенсации сдвигов пород в горизонтальном направлении. Целесообразность предлагавшихся сыпучих заполнителей сомнительна из-за существенных сил трения. Поскольку не удается полностью исключить наклоны крепи, у ее основания предусматривают шарнирную связь.

Защита от перегрузок крепи при ее вертикальном укорочении по схеме «в» сводится к созданию такой ее конструкции или применению такого материала, которые обеспечивают необходимую минимальную жесткость и модуль деформации, при котором напряжения в ее элементах при заданных породами деформациях ε_z не превосходят опасных. Величина модуля получается из условия (V.5)

$$E \leqslant \frac{\sigma(1-\mu)}{\varepsilon_z}, \qquad \text{(VI.13)}$$

где μ — коэффициент Пуассона материала крепи.

Наиболее распространенным является применение горизонтальных осадочных швов, заполненных податливыми прокладками. Шов будет полезен тогда, когда сжатием его компенсируется приращение оседаний пород на защищаемом участке крепи. Резкое изменение деформируемости крепи в районе шва способствует

нарушению связи ее с породами [5]. Крепь разгружается благодаря проскальзыванию, что приводит к снижению ее деформаций по сравнению с деформациями смежных участков массива. Слишком большое расстояние между прокладками или их излишняя жесткость приводят к тому, что на некотором участке крепи между прокладками может сохраниться совместность деформаций ее с породами, а следовательно, возможно и разрушение.

При достаточной податливости прокладок образуется система, показанная на рис. 75. Эта система была рассмотрена в работе [5], но без учета совместности перемещений границ участка крепи и пород. Для участка, ограниченного осадочными швами, должны выполняться следующие условия прочности:

$$a=0; \quad \sigma_{z\,(x)} \leqslant \sigma, \qquad \text{(VI.14)}$$

где $\sigma_{z\,(x)}$ — вертикальные напряжения в сечении x.

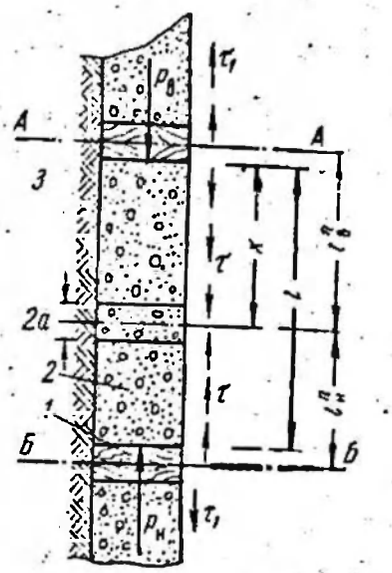


Рис. 75. Схема действия сил на участке крепи между осадочными швами (между сечениями *А—А* и *Б—Б*:)

1 — осадочный шов и прокладка; *2* — крепь; *3* — породы; *2а* — участок крепи деформирующийся совместно с породами; $P_в$ и $P_н$ — силы отпора прокладок

Из условий равновесия сил получаем

$$x=\frac{l}{2}+\frac{P_н+P_в}{2\tau S}+\frac{\tau_1}{2\tau}(\delta_н-\delta_в);$$

$$a=\frac{l}{2}+\frac{P_н+P_в}{2\tau S}+\frac{\tau_1}{2\tau}(\delta_н-\delta_в)-$$

$$-\frac{\sigma_{z\,(x)}F}{\tau S}, \qquad \text{(VI.15)}$$

где τ и τ_1 — касательные напряжения, действующие на крепь и прокладку; S — внешний периметр крепи; $\delta_н$ и $\delta_в$ — соответственно половины толщин нижней и верхней прокладок.

Подставляя условия (VI.14) в условия (VI.15), получаем расстояние между прокладками

$$l=\frac{2\sigma F}{\tau S}-\frac{P_н+P_в}{\tau S}-\frac{\tau_1(\delta_н+\delta_в)}{\tau}. \qquad \text{(VI.16)}$$

Этим условием можно пользоваться при незаполненных осадочных швах. При заполнении швов податливыми прокладками силы $P_н$ и $P_в$ зависят от степени их сжатия и должны удовлетворять условию совместности оседаний крепи и пород в узловых точках системы:

$$\varepsilon_{пк.\,в}\delta_в+\frac{\tau S(x-a)^2}{2EF}+\frac{\tau S(l-x-a)^2}{2EF}+\varepsilon_{пк.\,н}\delta_н=\Delta\eta_{(I\text{-}II)}, \qquad \text{(VI.17)}$$

где $\varepsilon_{пк.\,в}$ и $\varepsilon_{пк.\,н}$ — относительные деформации верхней и нижней прокладок; E — модуль упругости материала крепи; $\Delta\eta_{(I\text{-}II)}$ — приращение оседаний пород на участке I—II.

Подставляя значения x, a и l при $a = 0$, получаем выражение для касательных нагрузок

$$\tau = \frac{(\sigma F - P_в - \tau_1 S\delta_в)^2 + (\sigma F - P_н - \tau_1 S\delta_н)^2}{2EFS\left(\Delta\eta_{(I-II)} - \varepsilon^в_{п.к}\delta_в - \varepsilon^н_{пк}\delta_н\right)}. \quad (VI.18)$$

Иногда осадочные швы конструктивно выполняют в виде битумных (или с иным вязким заполнителем) узлов, снабженных клапанами, регулирующими максимальный уровень нагрузки [5, 41 и др.]. Механизм их работы такой же, как и осадочных швов с прокладками. Но при этом нам обычно известны величины $P_н$ и $P_в$, а $\sigma_н$, $\sigma_в$ и τ_1 можно принять равными нулю. Формулой (VI.16) можно пользоваться непосредственно.

Расчленение крепи легко деформируемыми поясами при ее растяжении по схеме «г» производят разными способами [5]. Самым простым является расчленение швами. В последнем случае механизм взаимодействия крепи с породами принципиально не отличается от упомянутого. При этом меняется лишь направление касательных нагрузок.

Радиальную податливость можно обеспечить, встраивая в крепь радиальные вертикальные прокладки или снабжая наружной податливой оболочкой. Для обеспечения податливости наружной оболочки на величину λ, необходима следующая ее толщина:

$$\Delta = \frac{\lambda}{\varepsilon_r}, \quad (VI.19)$$

где ε_r — относительное сжатие оболочки.

Для тангенциальных деформаций имеет место зависимость:

$$\varepsilon_\theta = \frac{\lambda}{r},$$

где r — средний радиус крепи.

В то же время

$$\varepsilon_\theta = \frac{\Delta l}{2\pi r},$$

где Δl — уменьшение длины окружности крепи; $\Delta l = \sum\Delta\varepsilon_п$; $\sum\Delta$ — суммарная толщина радиальных податливых прокладок; $\varepsilon_п$ — относительное их сжатие.

Делая подстановки, получаем зависимость

$$\sum\Delta = \frac{2\pi\lambda}{\varepsilon_п}. \quad (VI.20)$$

Из сравнения формул (VI.20) и (VI.19) вытекает, что одна и та же радиальная податливость при одном и том же проценте сжатия податливого материала обеспечивается податливой наруж-

ной оболочкой более чем в 6 раз тонкой, чем необходимая суммарная толщина вертикальных радиальных податливых прокладок. Например, при $\lambda = 10$ см и 20% сжатия материала суммарная толщина радиальных прокладок в стволе должна быть 3,14 м, а толщина наружного податливого слоя 0,5 м.

В данном случае рассматривалось равномерное обжатие крепи. В реальных условиях радиальные перемещения пород неравномерны и могут быть представлены в соответствии с формулой (V.8) в виде равномерной части λ_0 и неравномерной λ_2, изменяющейся по закону $\cos 2\Theta$. При этом $\lambda_0 = \lambda_{max} + \lambda_{min}/2$, а $\lambda_2 = \lambda_{max} - \lambda_{min}/2$. В частности, для незакрепленного ствола λ_{max} и λ_{min} определяются при отсутствии пластического выдавливания формулами (V.2).

В связи с этим изменение толщины наружной податливой оболочки можно представить в виде

$$\Delta_\theta = \Delta_0 + \Delta_2 \cos 2\Theta. \qquad \text{(VI.21)}$$

Составляющие толщины Δ_0 и Δ_2 определятся по формуле (VI.19) при замене λ на λ_0 и λ_2.

Аналогично можно выразить и необходимую плотность распределения по периметру крепи радиальных вертикальных податливых прокладок:

$$d_\theta = d_0 - d_2 \cos 2\Theta. \qquad \text{(VI.22)}$$

Под плотностью распределения прокладок понимается суммарная их толщина на единице длины окружности C крепи (по ее среднему радиусу r). При этом $d_0 = \sum\Delta_0/C$ и $d_2 = \sum\Delta_2/C$. Величины $\sum\Delta_0$ и $\sum\Delta_2$ определяются по формуле (VI.20) при замене λ на λ_0 и λ_2. Формула (VI.22) принимает вид

$$d_\theta = \frac{\lambda_0 - \lambda_2 \cos 2\theta}{\varepsilon_n r}. \qquad \text{(VI.23)}$$

Выполнение условий (VI.21) и (VI.23) влечет за собой равномерность распределения напряжений в крепи и ее нагружения. Эти параметры являются оптимальными.

Имеются предложения применять в целях выравнивания напряжений в крепи податливую оболочку переменной жесткости при постоянной ее толщине [5]. Рассматривая также и радиальные вертикальные прокладки, нетрудно придти к выводу, что оптимальными распределениями сжимаемости податливого материала являются:

$$\varepsilon_{r\,(\theta)} = \varepsilon_{r\,(\theta)} + \varepsilon_{r\,(2)} \cos 2\Theta;$$

$$\varepsilon_{n\,(\theta)} = \varepsilon_{n\,(0)} - \varepsilon_{n\,(2)} \cos 2\Theta. \qquad \text{(VI.24)}$$

Однако соблюдение переменных оптимальных параметров податливых оболочек и прокладок встречает на практике серьезные трудности технологического и конструктивного порядка.

Сравнивая результаты расчетов по формулам (VI.19) и (VI.20), можно видеть, что защита радиальными вертикальными податливыми прокладками целесообразна лишь при незначительных ожидаемых деформациях сужения поперечного сечения ствола. Нормами [31] не рекомендуется компенсировать этими прокладками сужение ствола более 10 см на диаметр.

Наружные податливые оболочки имеют более широкую область применения. Сравнение величин относительной деформации оболочки в радиальном (λ/Δ) и тангенциальном (λ/r) направлениях показывает, что податливость практически полностью определяется радиальной податливостью.

На плоской модели проверялась работа податливой оболочки [72]. Модель массива была выполнена из пористой резины. В отверстие вставлялся тонкий стальной цилиндр, окруженный поролоновой податливой оболочкой. Деформации массиву задавались резиновыми подушками на двух противоположных внешних границах, в которые нагнетался воздух. При размере модели $400\times400\times40$ мм диаметр отверстия составлял 58 мм. В процессе опыта было видно, что податливость осуществлялась исключительно за счет радиального сжатия. Наблюдался также поворот радиальных сечений податливого слоя так, что на границе с крепью концы этих сечений отклонялись в сторону наиболее укороченного диаметра ствола. Последнее свидетельствует о направленности касательных усилий, передаваемых на крепь, к концам наибольшего диаметра ствола при искажении его формы.

Скользящие крепи с битумным заполнением обладают тем достоинством, что обеспечивают равномерное давление на крепь и в некоторых пределах сохраняют ее вертикальность при сдвигах поперечных сечений вчерне. Крупным ее недостатком является высокое давление, создаваемое столбом битума. Так, для условий вентиляционного ствола шахты им. А. Ф. Засядько нагрузка на крепь на глубине около 330 м при заполнении закрепного пространства битумом с объемным весом 1,3 тс/м^3 составила бы 429 тс/м^2. Наибольшие фактические нагрузки на крепь, сооруженную с горизонтальными деревянными прокладками без битумного слоя, не превышали 75 тс/м^2 (см. табл. 42). Поэтому применение скользящей крепи с битумным заполнением оправдано в тяжелых условиях, когда нагрузка со стороны пород сопоставима с давлением битума. В обычных условиях битумные оболочки могут найти применение на участках стволов ограниченной длины в комбинации с другими мерами защиты. Нормами [31] предусматривается применение скользящей крепи с защитным битумным слоем при расчетных относительных горизонтальных сдвигах поперечных сечений на границах защищаемого участка, не превышающих 250—300 мм, и для участков ствола высотой не более 20 м. На границах этого участка необходимы податливые соединения или прокладки. Эта комбинированная мера целесообразна в местах пересечения стволом газоносных

самовозгорающихся пластов или обводненных пород, когда необходима надежная изоляция.

Основной мерой защиты от вертикальных деформаций в обычных условиях является устройство горизонтальных осадочных швов, заполняемых податливым или малопрочным материалом, иногда в сочетании с ослаблением связи крепи с породами и антифрикционными покрытиями. Осадочные швы следует устраивать по возможности чаще. Для заполнения осадочных швов рекомендуется применять деревянные доски и брусья, крупнопористый бетон (в монолите и блоках), ячеистый бетон (в блоках), пустотелые блоки (крупнопористый бетон, бетон, шлакобетон) [31].

Заполнение осадочных швов материалом, обладающим значительным поперечным расширением (например, дерево), следует выполнять из нескольких тонких слоев, а на контакте с крепью во избежание ее разрыва помещать жесткие прокладки. Получили также распространение прокладки из досок и брусьев, укладываемых с промежутками или в шахматном порядке. При расположении опорного венца в породах, деформации которых превышают опасные, в его основании и в крепи над венцом необходимо устройство осадочных швов, заполненных сжимающимся материалом. В местах сопряжений ствола с другими выработками необходимо для компенсации вертикальных перемещений крепи устраивать разрезки.

Наружные податливые оболочки выполняются из различных материалов: крупнопористого бетона, ячеистого бетона (обычно в блоках) и др. Чаще рекомендуют применять пустотелые блоки, а за рубежом также пустотелый кирпич [5, 31 и др.]. ВНИИОМШС разработаны подробные рекомендации по технологии сооружения этих видов крепи и подбору материалов [31 и др.]. Расчеты и опыты на моделях показывают, что одним из недостатков крепи с податливой наружной оболочкой одинаковой толщины и жесткости является наличие значительных изгибающих моментов, возникающих вследствие уменьшения бокового отпора со стороны податливого материала. В этой связи заслуживает внимания шарнирная крепь. Целесообразно также на участках протяженностью 15—20 м применение в наружной податливой оболочке вязкого значительно сжимаемого материала и вязкого (например, битумного) слоя в сочетании с оболочкой малой прочности, имеющей большой объем пустот, в которые по мере разрушения материала будет поступать битум. Эти конструктивные решения позволяют обеспечить равномерность нагрузок на крепь и напряжений в ней.

Нормами [31] рекомендуется защита армировки от деформаций при вертикальном укорочении или удлинении путем установки на стыках проводников сменных вкладышей, применения укороченных звеньев проводников и т. п. При радиальных деформациях ствола, наклонах и искривлениях предусматриваются

узлы регулировки длины и положения расстрелов и регулировка положения проводников. ВНИИОМШС разработаны схемы конструктивных решений мер защиты жестких армировок и регулируемые узлы, подробно описанные в нормах [31]. Во всех случаях необходимо согласовывать податливость (регулировку) армировки с податливостью крепи.

§ 26. ВЫЕМКА ОКОЛОСТВОЛЬНЫХ ЦЕЛИКОВ

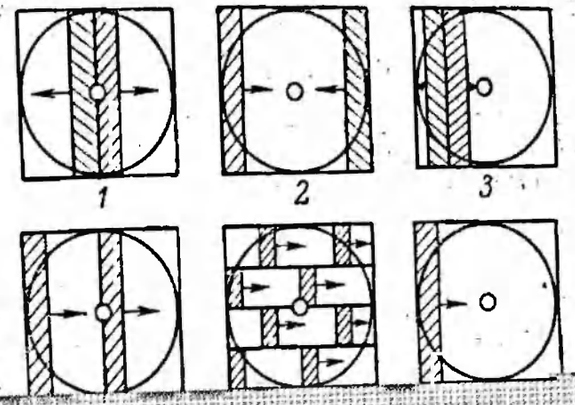
Прежде считалось, что оставляемый в околоствольных целиках уголь будет впоследствии выпут после отработки запасов шахты. Однако практика показывает, что в большинстве случаев удается выпуть лишь часть этого угля, да и то только в период погашения шахт. На шахтах, разрабатывающих свиту пластов с погашением выработок на отработанных горизонтах, отработка целиков при погашении шахты весьма затруднительна, а подчас и невозможна.

Несмотря на ряд удачных примеров выемки предохранительных целиков в период погашения шахт, в том числе с частичным

эффект связан также с ликвидацией ущерба от потерь угля в недрах. Затраты, связанные с ремонтами стволов, приспособлением их крепи и армировки, многократно окупаются [5, 77].

Выемка целиков может быть полной, когда уголь извлекается практически по всей площади целика, и неполной или частичной, когда извлекается часть запасов.

У стволов, пересекающих в верхней части слабые обводненные породы и плывуны и закрепленных на этих участках тюбингами, во избежание прорыва плывуна или воды в ствол, выемку целиков в зарубежной практике зачастую ведут с оставлением угля непосредственно у ствола. Уголь у ствола оставляют также в случаях, когда имеется опасение, что деформации ствола могут оказаться слишком большими. В целях уменьшения деформаций толщи и земной поверхности,



узлы регулировки длины и положения расстрелов и регулировка положения проводников. ВНИИОМШС разработаны схемы конструктивных решений мер защиты жестких армировок и регулируемые узлы, подробно описанные в нормах [31]. Во всех случаях необходимо согласовывать податливость (регулировку) армировки с податливостью крепи.

§ 26. ВЫЕМКА ОКОЛОСТВОЛЬНЫХ ЦЕЛИКОВ

Прежде считалось, что оставляемый в околоствольных целиках уголь будет впоследствии вынут после отработки запасов шахты. Однако практика показывает, что в большинстве случаев удается выпуть лишь часть этого угля, да и то только в период погашения шахт. На шахтах, разрабатывающих свиту пластов с погашением выработок на отработанных горизонтах, отработка целиков при погашении шахты весьма затруднительна, а подчас и невозможна.

Несмотря на ряд удачных примеров выемки предохранительных целиков в период погашения шахт, в том числе с частичным использованием подрабатываемого ствола для выдачи извлекаемого угля [78 и др.], и наличие практических предложений [53 и др.]. Выемка целиков в период эксплуатации шахты в нашей горной промышленности до сих пор не практиковалась. Это объясняется небольшой до последнего времени средней глубиной разработки на угольных шахтах с относительно малыми размерами предохранительных целиков. Сейчас на глубоких шахтах запасы угля исчисляются миллионами и десятками миллионов тонн в целиках.

В зарубежной практике, и прежде всего в Европе, проблема расконсервации запасов в околоствольных целиках возникла значительно раньше, что обусловило там широкое распространение их выемки. Отдельные случаи отработки целиков в угольной и горнорудной зарубежной промышленности встречались в начале XX века. И уже тогда многими специалистами высказывалось мнение, что защита стволов должна обеспечиваться способами, исключающими оставление целиков. Следует отметить, что с самого начала выемка целиков рассматривалась не только как мера борьбы с потерями полезного ископаемого, но и как эффективное средство защиты стволов от опасных деформаций. Возможность сокращения целиков имеет свои пределы. Хорошо известно [5, 147], что целики малых размеров оказывают крайне неблагоприятное влияние на стволы и на поверхностные сооружения. Несимметричное их окоптуривание вызывает искривление ствола, а полная выемка обеспечивает равномерность сдвижения. В благоприятных условиях оказываются подрабатываемые околоствольные выработки. Отмечается обычно, что выемка целиков сразу после сооружения ствола позволяет скорее использовать прибыль от реализации угля. Экономический

эффект связан также с ликвидацией ущерба от потерь угля в недрах. Затраты, связанные с ремонтами стволов, приспособлением их крепи и армировки, многократно окупаются [5, 77].

Выемка целиков может быть полной, когда уголь извлекается практически по всей площади целика, и неполной или частичной, когда извлекается часть запасов.

У стволов, пересекающих в верхней части слабые обводненные породы и плывуны и закрепленных на этих участках тюбингами, во избежание прорыва плывуна или воды в ствол, выемку целиков в зарубежной практике зачастую ведут с оставлением угля непосредственно у ствола. Уголь у ствола оставляют также в случаях, когда имеется опасение, что деформации ствола могут оказаться слишком большими. В целях уменьшения деформаций толщи и земной поверхности, когда достаточно полную закладку выработанного пространства не удается применить или при ее недостаточной эффективности, применяется частичная выемка пластов камерной системой разработки [57 и др.]. Частичная выемка целиков камерами позволяет без существенных затрат на охрану сооружений уменьшить потери угля на 50—70%. Однако к ней следует прибегать лишь при необходимости сократить деформации земной поверхности не менее чем в 2 раза. Выемка целиков может оказаться неполной по каким-либо ограничивающим горнотехническим и геологическим условиям.

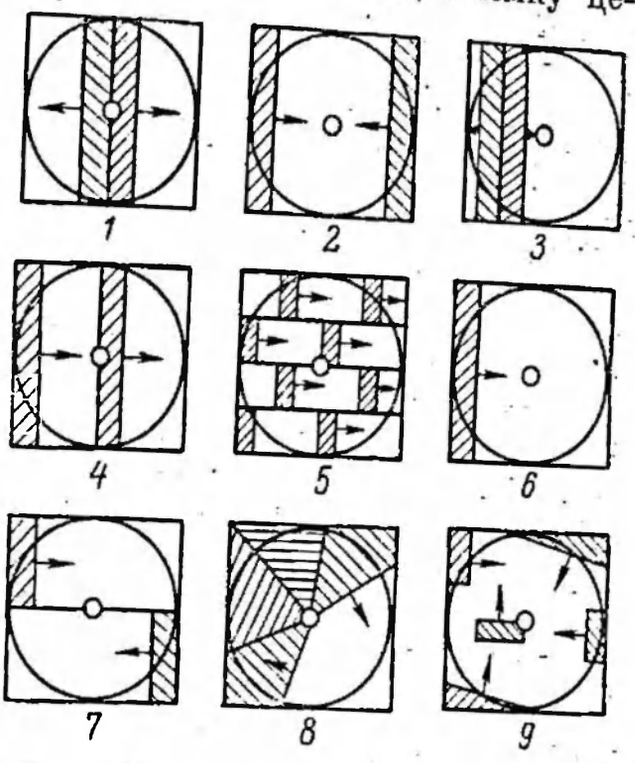


Рис. 76. Схемы выемки околоствольного предохранительного целика

При выборе порядка отработки целиков и схемы их выемки исходят из необходимости свести деформации к допускаемой величине, или, по возможности, исключить деформации ствола, их наклон и искривление.

Имеется несколько основных схем выемки целиков (рис. 76).

Схема 1. Равномерное подвигание забоев от ствола к границам целика: а) на всю ширину, б) полосами, меньшими ширины.

Схема 2. Равномерное подвигание забоев от границ к стволу: а) на всю ширину, б) полосами.

Схема 3. Гармоничная выемка расходящимися забоями, начиная из середины левой или правой половины целика (способ Лемана).

Схема 4. Одновременная выемка в одном направлении от ствола и от одной из границ.

Схма 5. Гармоничная выемка в одном направлении забоями, расположенными в шахматном порядке (способ Балса).

Схема 6. Выемка от одной из границ к другой в одном направлении: а) на всю ширину, б) полосами.

Схема 7. Последовательная выемка: от одной границы к противоположной на половине целика, а затем встречным движением на другой его половине.

Схема 8. Веерная выемка длинным забоем, двигающимся вокруг ствола.

Схема 9. Выемка в произвольном порядке.

Схемой Лемана предполагалось свести до минимума горизонтальные деформации ствола, а схемой Балса — вертикальные. Однако эти предложения по гармоничной выемке не были применены на практике отчасти из-за не учета степени опасности различных видов деформаций, неизбежных отклонений процесса сдвижения от расчетного и главным образом вследствие трудностей организационного порядка. Кроме того, в этих расчетах зона сдвижения была определена граничными углами, что также неверно [5].

Схема 1 предполагает, что с началом очистных работ ствол (кроме участка в районе пласта) подвергается вертикальному растяжению. В дальнейшем эти деформации уменьшаются и появляются сжимающие. По схеме 4 деформации растяжения меньше и исчезают в течение полугода, но при ее осуществлении требуется больший объем работ по вскрытию и подготовке участка. Возникают трудности в связи с удлинением лав в больших целиках на глубоких горизонтах.

Другие схемы отличаются большей простотой и свободой в проведении очистных работ, но зато в некоторой степени проявляется неравномерность деформаций ствола, его наклоны и искривления, меняющиеся по мере развития очистных работ как по величине, так и по направлению.

В зарубежной практике довольно часто применяют схему 1, преимущественно 1а. В крепи ствола и вокруг при этом устраивают на уровне пласта податливые зоны, обычно из деревянных костров. Так, на шахте «Вестфален» по этой схеме отработаны целики под стволом № 3 по шести пластам мощностью от 1 до 2,2 м на глубинах от 900 до 990 м [78]. Выемку целиков проводили в нисходящем порядке в течение 8 лет. Очистные работы вели от ствола к границам целиков по простиранию на всю их ширину двумя спаренными лавами длиной по 200 м каждая. Применяли полную пневматическую закладку выработанного пространства. Уголь транспортировался к стволам № 1 и № 2. Вокруг ствола на некоторых пластах в радиусе 20 м были выложены деревянные костры. Подъемные машины на поверхности были смонтированы на отдельных блоках. Предусматривалось выравнива-

ние шахтного копра с помощью домкратов. При суммарной мощности пластов 9.3 м полное оседание поверхности составило 2,5 м, или 26,9% от вынутой мощности пластов. Ствол испытывал удлинения в верхней части и сжатие в районе отрабатываемых пластов (рис. 77). Деревянные податливые пояса, устроенные в крепи на пересечении угольных пластов и нарушений, сыграли свою роль. Так, на гор. 900 м было отмечено укорочение ствола на 64 см, в том числе 40 см за счет сжатия податли-

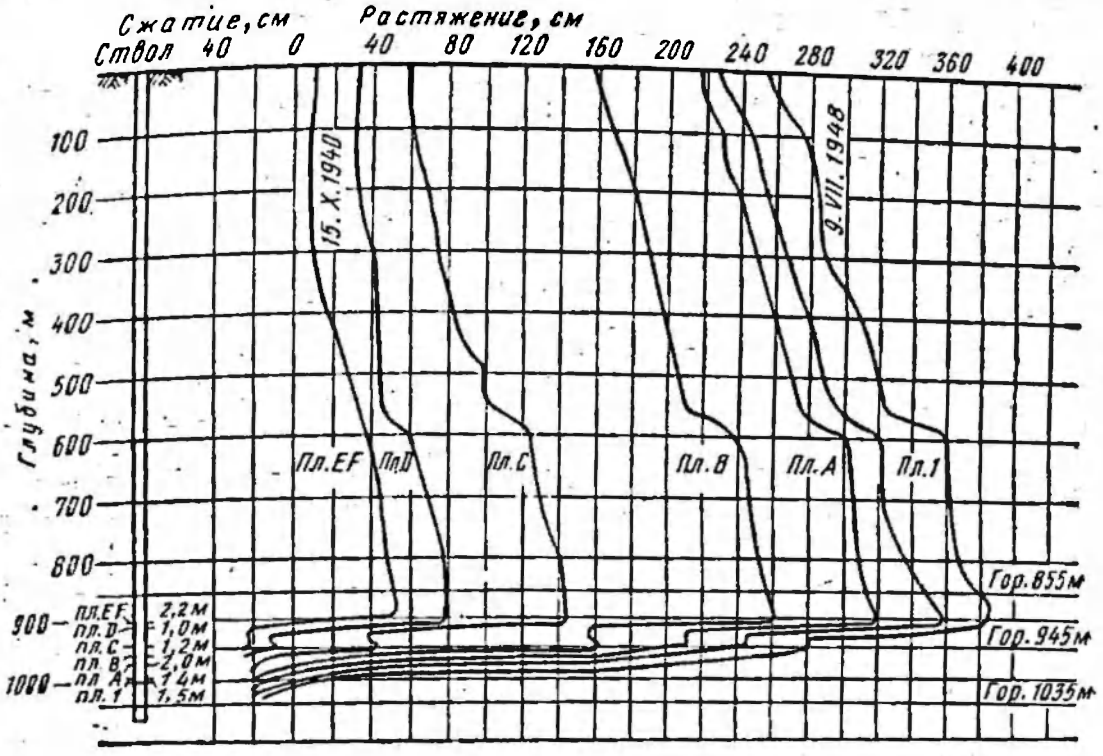


Рис. 77. Графики продольных деформаций крепи ствола № 3 шахты «Вестфален»

вого пояса и 24 см — за счет деформации кирпичной крепи. Наибольшие повреждения ствола были при выемке первых пластов, оставаясь в течение срока отработки в допустимых пределах. Опасения, что в подработанной толще разовьется большое давление на крепь, не оправдалось, и выемка прошла без серьезных затруднений.

На рис. 78 показано устройство податливой зоны из деревянных костров и закладки на шахте № 1 в Руре. Армировка ствола была подвижной, а трубопроводы снабжены компенсаторами. При отработке целиков последовательно по двум горизонтально залегающим пластам небольшой мощности с применением пневматической закладки производственная мощность шахты оставалась прежней. Ремонт ствола производили после отработки первого пласта. На деформациях ствола сказались старые работы на верхних горизонтах. Ствол получил спиралеобразную деформацию [136]. Особенно рельефно горизонтальные деформации проявились в районах разрабатываемых пластов, нарушений и в слабых покрывающих породах. Ствол подвергался

чередующимся вертикальным деформациям растяжения и сжатия.

На шахте «Торез» в бассейне Вальбрицых в ПНР [153] околоствольный целик под ствол «Ян» по пласту 64/65, мощностью 1,9 м с углом падения 20° отрабатывался на глубине 530 м. Ранее по другим пластам целики были отработаны частично.

До начала работ кирпичная крепь в 14 местах была разобрана и заменена поясами податливости из дубовых прокладок толщиной 0,18 м. В околоствольных дворах на трех горизонтах выложены дубовые брусья на цементном растворе. Вокруг ствола вынута полоса угля на ширину 3,6 м и заложена дубовыми кострами. Между крепью и углем оставлен зазор 1,4 м, а между ней и стволом — 0,2 м. Отработку целика вели по горизонтам от ствола в противоположных направлениях (рис. 79). На рис. 80 показаны оседания вдоль ствола. После полной отработки целика кровля пласта опустилась до 1,4 м. На протяжении 20 м выше пласта ствол был сильно сжат и его крепь нарушена, особенно вблизи пласта. Наблюдались костры, выдвинутые в ствол.

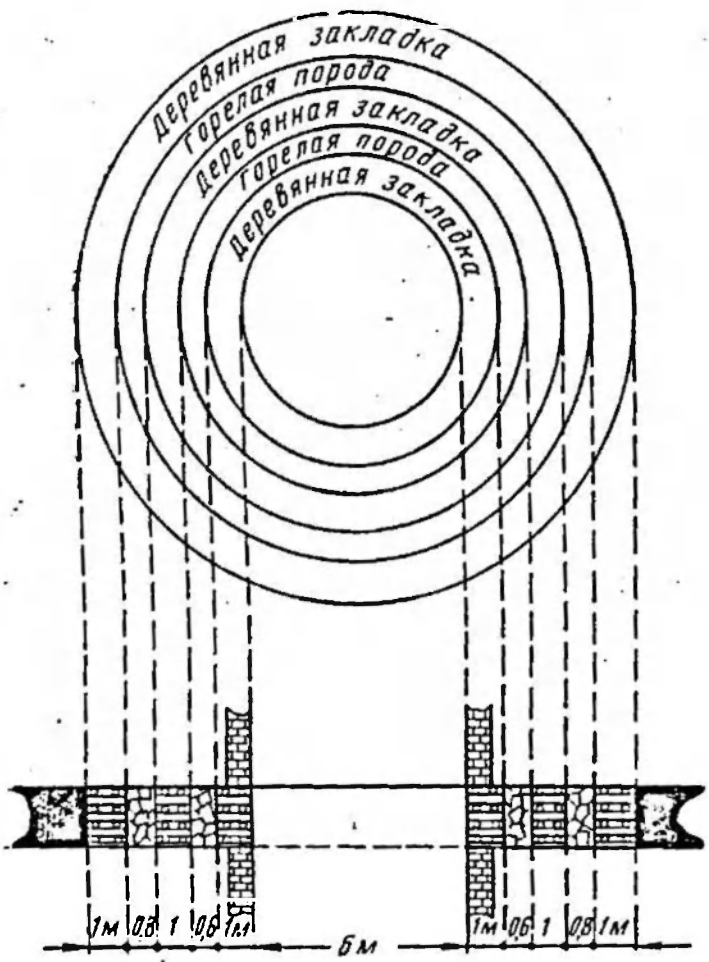


Рис. 78. Схема первоначальной фазы выемки околоствольного предохранительного целика по пласту Эрнестина и разрезка крепи ствола

Пример отработки целика по схеме 2 приведен в работе [5]. Один из пластов шахты «Консолидация» отрабатывали с применением мокрой закладки. Угол падения пласта 40—60°. Появлявшиеся повреждения крепи не препятствовали нормальной работе подъема. Выемку целиков по другим пластам производили от середины целика к его границам.

Выемка целиков по схеме 6 применялась довольно часто за рубежом и в отечественной практике, особенно при подработке вентиляционных стволов и шурфов в период их погашения. Проводили либо полную выемку, либо непосредственно под стволом оставляли целик угля. Например, на шахте «Халемба» в ПНР [14, 149] была организована полная выемка целика под стволом «Шимон» по пласту 405. Пласт средней мощностью 6,5 м и углом падения 6° пересекал ствол диаметром 5,5 м на глубине

360 м. Запасы угля в целике составляли 800 тыс. т. Кирпичная крепь толщиной 0,58 м на участке, пересекающем пласт, была приспособлена к деформациям следующим образом: в нижней части пласта за кладкой возвели бетонную рубашку толщиной 1,5 м, а в верхней на крепь оперли деревянные костры из мягкой

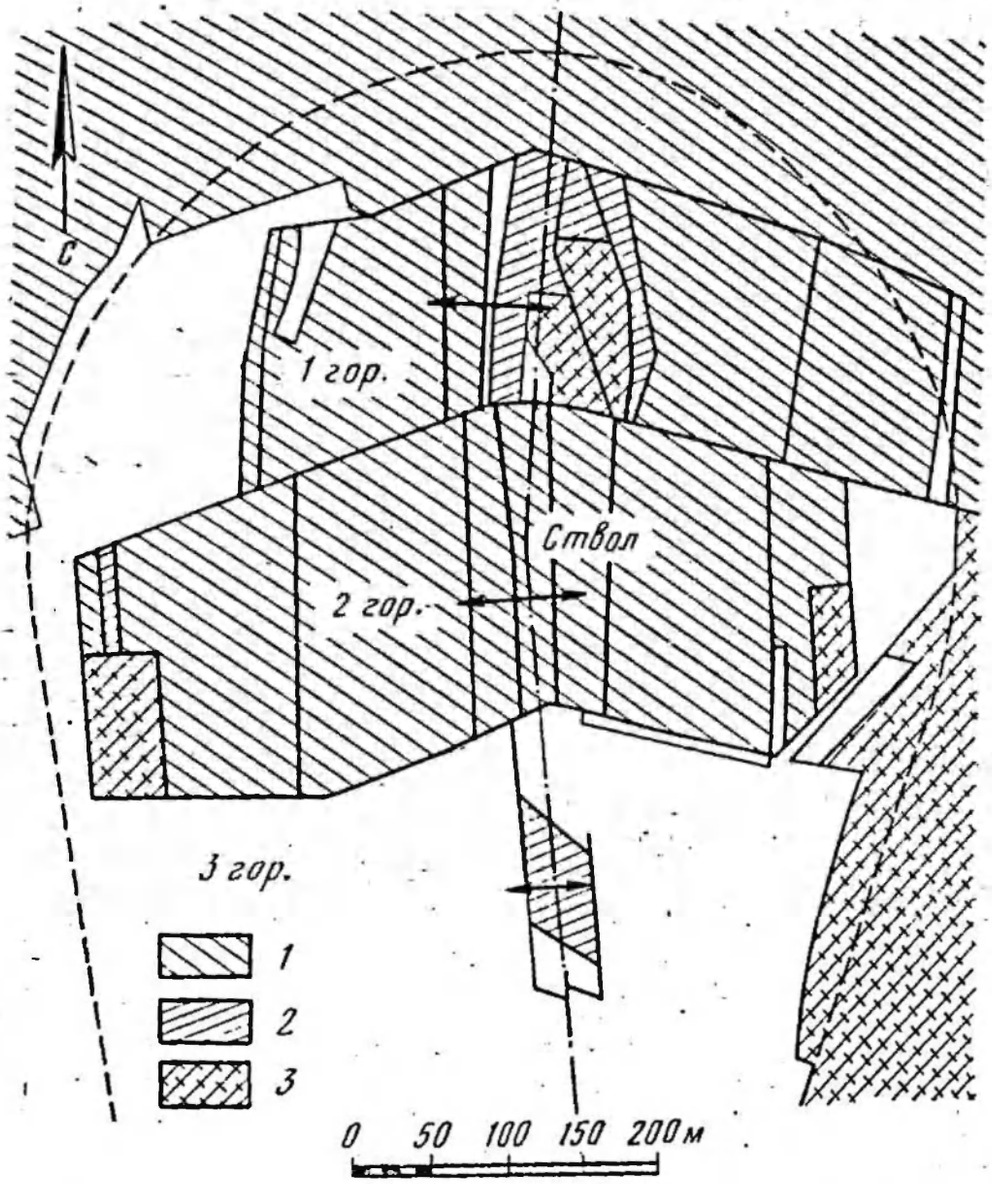


Рис. 79. Схема отработки предохранительного целика под ствол «Ян» по пласту 64/65 шахты «Торез»:

1, 2 и *3* — выемка соответственно с пневматической, ручной и частичной закладкой

древесины (рис. 81). К стволу прошли выработку и вокруг него была отработана камера на полную мощность пласта размерами 28×36 м. Кроме того, в крепи на глубинах 257,5 и 176 м были установлены деревянные вкладыши толщиной 0,5 м. Проведены также профилактические мероприятия по предохранению армировки и трубопроводов. Очистные работы первоначально проводили по нижнему слою семью лавами сплошным фронтом (рис. 82) с применением гидравлической закладки, а затем по верхнему. При выемке нижнего слоя в крепи ствола появились трещины и

повредилась армировка, особенно вблизи костров. Деформации были наиболее интенсивны при подходе очистных работ к стволу на 50 м и после прохода в 30 м за стволом. Все повреждения устранялись, и ствол работал без перебоев.

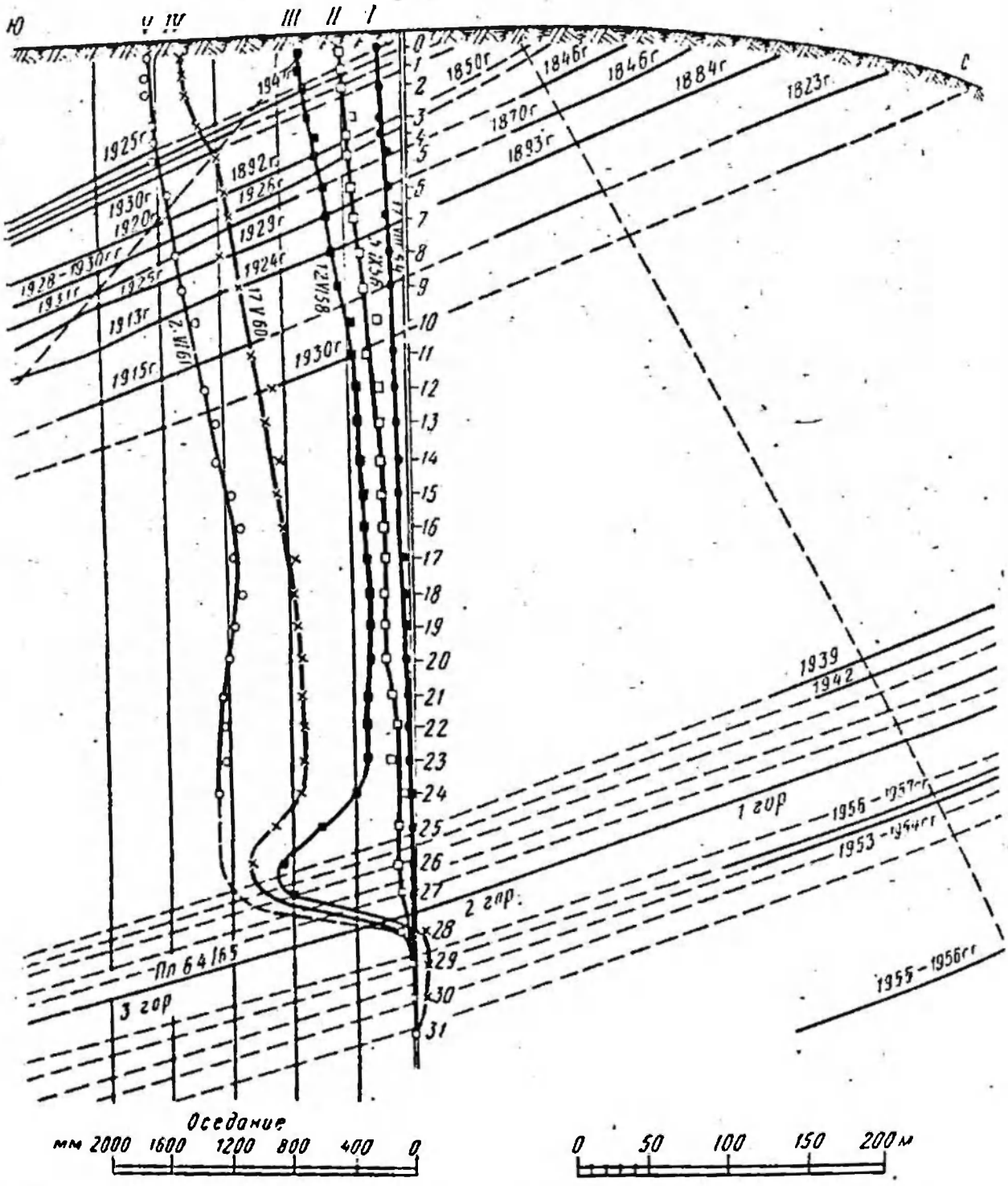


Рис. 80. Характер оседания точек ствола «Яп», (сплошная линия — отработанная, пунктирная — неотработанная части пластов)

Почти аналогично двумя слоями производили выемку целика по пласту 507 мощностью 4 м под стволом «Крыштев» шахты «Карел» [149]. Ствол диаметром 6 м закреплен кирпичной крепью толщиной 0,5 м. Предварительно вокруг ствола выпули пласт на полную мощность. Устроили бетонную рубашку, и выше ее

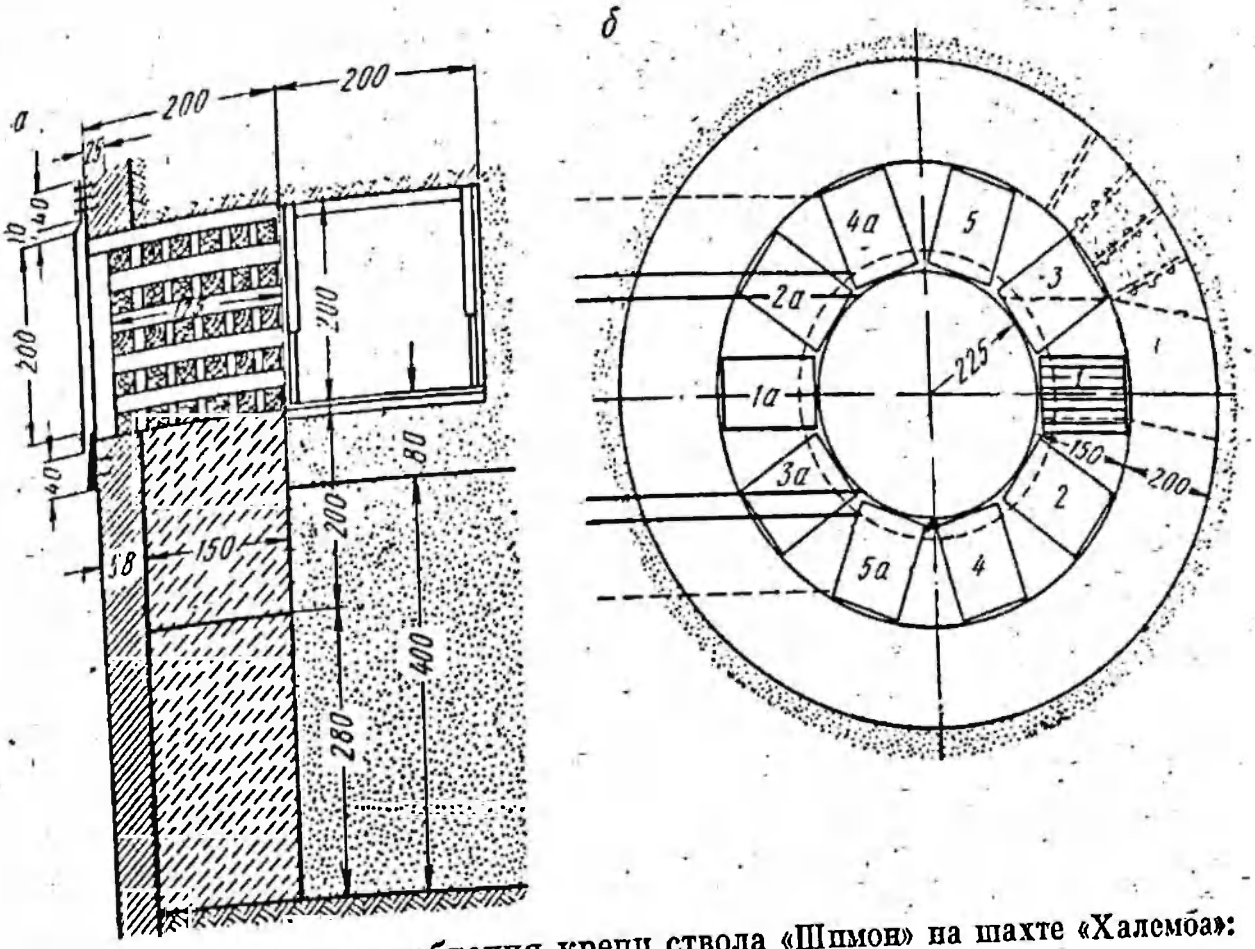


Рис. 81. Схема крепления крепи ствола «Шимон» на шахте «Халемба»:
а — вертикальный разрез; *б* — горизонтальный разрез

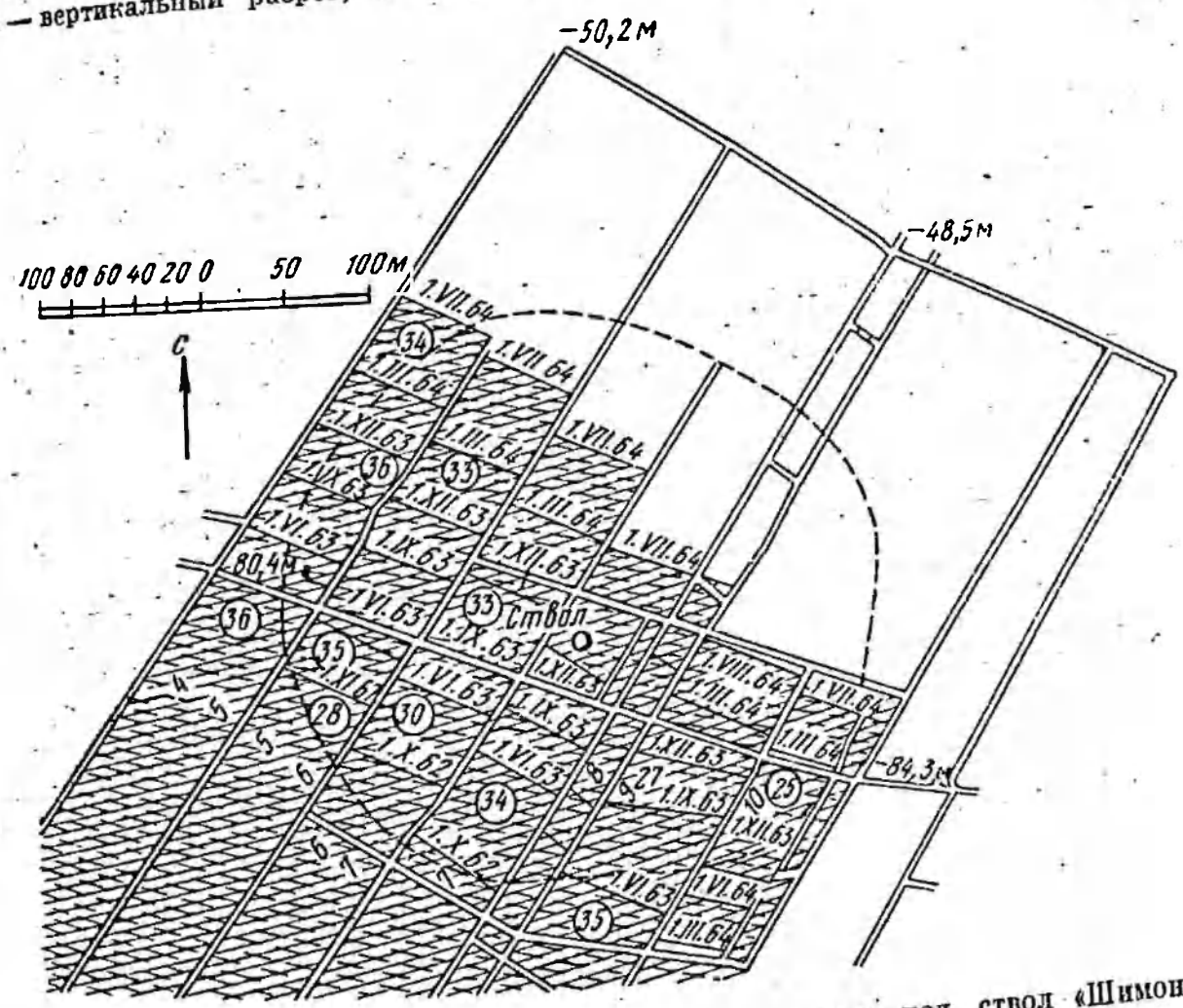


Рис. 82. Схема отработки предохранительного целика под ствол «Шимон» по пласту 405 (нижний слой) на шахте «Халемба»

сооружили закладку из деревянных брусьев размером 0,1×0,1 м. Вокруг ствола устроили наблюдательную выработку (рис. 83). Брусья укладывали в шахматном порядке на доски толщиной 0,02 м. Затем вокруг вынимали уголь на площади 40×40 м, как указано на рис. 83, и работы вели на разных участках попеременно, чтобы избежать несимметричного нагружения крепи. Отработку вели в порядке, показанном на рис. 84, б. Применяли песчаную гидравлическую закладку, расчетная сжимаемость которой 0,12 м, а фактическая 0,2 м. Опережение забоев составляло примерно 15 м. Средняя длина лав 60 м. К окончанию отработки оседа-

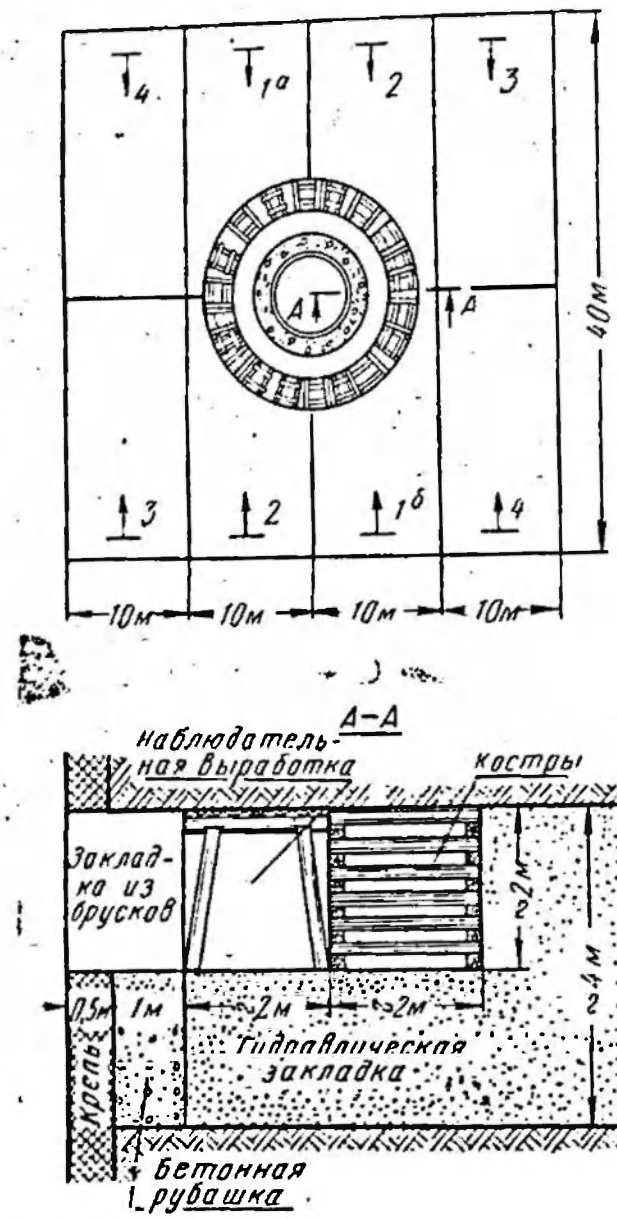


Рис. 83. Схема начальной стадии выемки предохранительного целика по пласту 507 под ствол «Крыштев» на шахте «Карел»

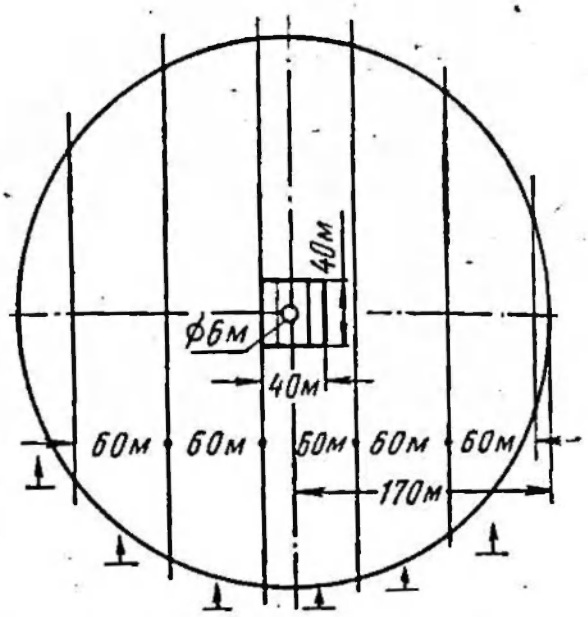


Рис. 84. Схема отработки предохранительного целика по пласту 507 под ствол «Крыштев» на шахте «Карел»

ние поверхности происходило равномерно и задержек в эксплуатации ствола не было.

Значительный интерес представляют случаи отработки целиков по рассматриваемой схеме с обрушением кровли. Так, на шахте «Красный Октябрь» в ЧССР отрабатывали целик по пласту Карел мощностью 1,54—1,80 м под ствол № 2 на 50 м ниже зумпфа.

Выемку вели с полным обрушением [148], а в радиусе 50 м от оси ствола были выложены через 5 м бутовые полосы шириной 5 м. В кирпичной крепи ствола, в основном вблизи верхних го-

ризонтов, появились трещины и увеличился приток воды. Наибольшее осевое сжатие отмечено между зумпфом и гор. II, достигавшее 7 мм/м. Здесь крепь пришлось укрепить шестью кольцами из швеллеров. Развитие нарушений прекратилось спустя 8 мес после окончания отработки целика.

На одной из шахт в ПНР [147] также с обрушением был отработан пласт 615 мощностью 1,6 м с углом падения 5° на глубине 282 м в 110 м под зумпфом ствола ($H/m=68$). Вышележащий пласт 501 отработан в пределах целика ранее с гидравлической закладкой и устройством в крепи ствола костровой податливой зоны. По пласту 615 отработана южная часть целика лавой длиной 180 м. Скорость подвигания лавы составляла 58 м/мес, а под стволом — 36 м/мес. Деформации по длине ствола были неравномерны и разных знаков (рис. 85). К началу очистных работ по пласту 615 в крепи ствола наблюдались мелкие малозаметные трещины преимущественно на глубинах 50—60 м, 80 м и 110—120 м. При отработке пласта 615 нарушения крепи заметно увеличились на глубинах от 60 до 110 м, отмечались отслоения, вывалы и трещины шириной до 25 мм. Горизонтальные перемещения ствола изменяли величину и направление, однако не превышали 150 мм у устья. В работе [147] отмечается, что первые нарушения крепи появились от ее сжатия на границах пород различной прочности, а в дальнейшем от растяжения. Сжатие ствола приводило к выдавливанию пород, вызвавшему разрушение крепи. Однако серьезных затруднений в эксплуатации ствола не испытывалось.

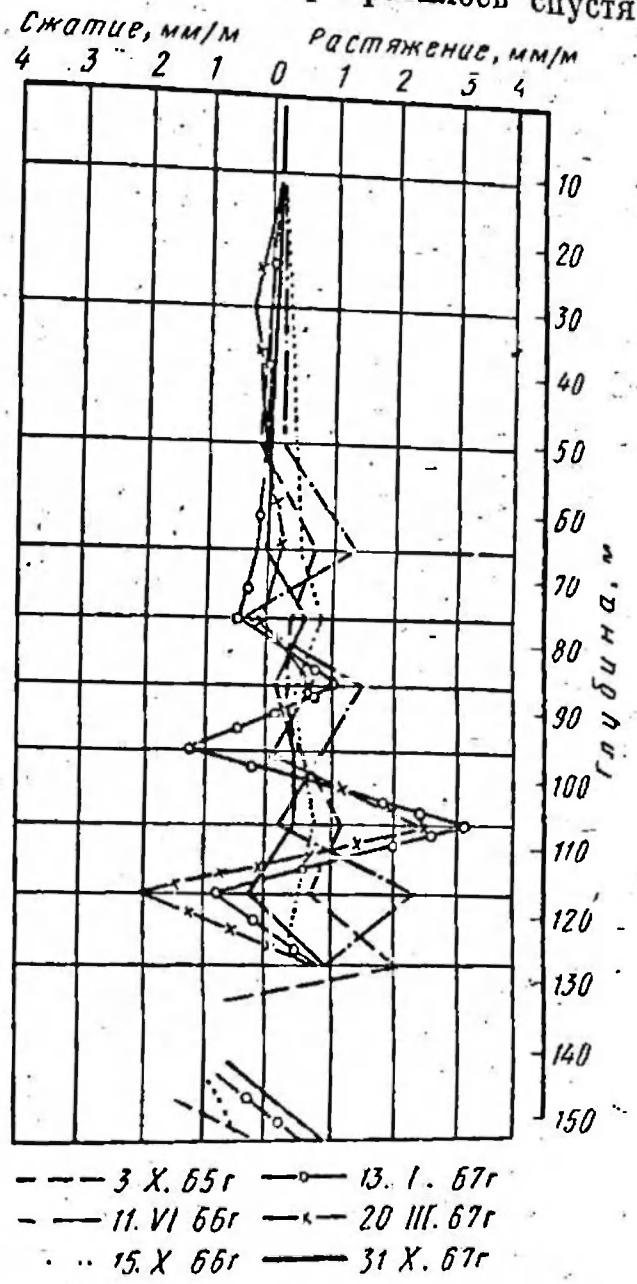


Рис. 85. Характер изменения во времени вертикальных деформаций крепи ствола «I» на шахте «С»

В отечественной практике одним из первых является случай выемки целика на шахте «Суджекская» в Анжеро-Судженске [52].

После отработки промышленных запасов начали погашать целики под стволом № 1 и поверхностными сооружениями. Шахтой разрабатывались пласты Петровский мощностью 1,8 м, Тонкий мощностью 1 м и Коксовый мощностью 3 м. Угол падения пластов 0—2°. Глубина разработки 130—155 м. Вмещающие породы представлены песчаниками и песчано-глинистыми сланцами. По существу, под стволом отрабатывались пласты Петровский и Коксовый. Выемку угля производили сплошным фронтом от одной границы целика к другой. Вблизи ствола имелась густая сеть горизонтальных выработок и камер. Выдачу угля из лав по пластам Петровский и Тонкий осуществляли по стволу № 1, а из лав пласта Коксовый — через ствол № 6. Всего из трех пластов добыто 82,2 тыс. т угля, в том числе 35,1 тыс. т выдано через подрабатываемый ствол № 1. Эксплуатационные потери составили 40%, в том числе около половины в барьерных целиках по пласту Коксовый. В процессе выемки целиков деревянная крепь ствола нарушалась, главным образом, в нижней части на глубине 100—150 м. К моменту отработки пластов Петровский и Тонкий оседание фундамента здания подъемной машины составило 1,2—1,3 м. При этом перекос был всего на 30 мм. Подъемная машина работала хорошо и ее демонтировали для переброски на шахту «Физкультурник». Копер к концу выемки всех целиков осел на 3,36 м с перекосом на 100 мм. Это максимальное оседание составило 58% от суммарной мощности пластов.

В работе [55] содержатся сведения об успешной подработке вентиляционных стволов и шурфов в комбинатах Ростовуголь и Донецкуголь. Порядок ведения очистных работ соответствовал схеме 6.

Так, в 1962 г. и в дальнейшем вынимали целики угля по пласту $i_3^н$ Степановский под шурфами № 6 глубиной 81 м, № 6-бис глубиной 131 м и № 8 глубиной 68 м. Работы по пласту $i_3^н$ мощностью 1,12—1,20 м вели на глубине 566 м под шурфом № 6, 561 м — под шурфом № 6-бис и 483 м — под шурфом № 8. Шурф № 6 сечением площадью 5 м² закреплен бетоном, металлом и деревом, шурф № 6-бис сечением площадью 7 м² — бетоном, шурф № 8 сечением площадью 5 м² — бетоном и деревом. Вмещающие породы представлены преимущественно песчанистыми и глинистыми сланцами с включением 20—24% песчаников. Обводненность незначительная. Угол падения изменялся от 15 до 22°. Разработку вели с обрушением кровли. Выемку пласта производили безостановочно со скоростью 40 м/мес. Наибольшим деформациям подвергся шурф № 6-бис, а наименьшим — шурф № 6. Шурфы и вентиляторы функционировали нормально. В бетонной крепи шурфа № 6-бис появились трещины и вывалы, через которые просачивалась вода и поступал песок из плывуна. Крепь других двух шурфов внеочередных ремонтов не потребовала.

В комбинате Донецкуголь вентиляционный ствол № 4 шахты «Лидиевка» прямоугольного сечения, закрепленный деревом и пройденный до глубины 140 м, подработали 13-й западной шахты «Кировская» по пласту h_7 на глубине 860 м [illegible] 1,10—1,15 м, угол падения 9°—12°. Кратность [illegible] H_c/m. Несмотря на то, что еще до [illegible] остоя ствола было плохое, он эксплуатировался бесперебойно 10 лет после подработки.

Западный вентиляционный ствол шахты «Лидиевка» диаметром 3,5 м, закрепленный бетонитами, пройден до глубины 193 м. Верхняя его часть, сооружавшаяся специальным способом (мощность плывунов 7—9 м), закреплена бетоном. Ствол подработали последовательно двумя лавами по пласту h_7. Кратность подработки примерно 609. Существенных деформаций крепи не отмечалось и ствол эксплуатировался нормально.

Вентиляционный ствол шахты им. Е. Т. Абакумова глубиной 42 м подрабатывался 8-й западной лавой пласта k_8 шахты «Лидиевка» на глубине 400—405 м. Мощность пласта 0,95—1,0 м, угол падения 6—7°. До глубины 20 м ствол имел круглую форму сечения и проходился с помощью опускной крепи. Ниже ствол имел прямоугольное сечение и закреплен деревом. При кратности подработки $H_c/m = 363$ существенных изменений в крепи не наблюдалось. На шахте им. Е. Т. Абакумова подработали вентиляционную скважину глубиной 193 м, диаметром 2,1 м в свету, закрепленную металлическими трубами. Подрабатывающая 87-я западная лава по пласту k_8 (угол падения 7° и мощность 1,0 м) шахты «Лидиевка» расположена на глубине 410 м. Следовательно, кратность подработки составила 217. Скважина, оборудованная подъемной машиной ТЛ-7 и бадьей с канатными проводниками, служит запасным выходом и эксплуатируется до сих пор. Деформаций крепи не отмечалось.

В 1971 г. в соответствии с рекомендациями ВНИМИ и его Украинского филиала проводили подработку главного и вспомогательного стволов при доработке запасов шахты «Ливенская-Заперевальная» комбината Донецкуголь по пласту h_7. Главный ствол пройден на глубину 134 м. Расстояние между зумпфом и подрабатывающим пластом 188 м. Ствол диаметром 4 м закреплен монолитным бетоном М150 толщиной 400 мм. Армировка смешанная: металлические расстрелы и деревянные проводники. Ствол оборудован двумя опрокидными клетями и лестничным отделением. Работы по вышележащим пластам n_8 и h_{10} прекращены у границ целика в марте—апреле 1971 г. Пласт h_7 залегает на глубине 322 м. Угол падения 3—5°. Мощность пласта 1,2 м. В процессе подработки ВНИМИ и его Украинским филиалом велись наблюдения за сдвижением поверхности и массив и деформациями стволов. В главном стволе оборудовали дв замерные станции: на глубине 86 м в районе угольного пропластк мощностью 0,05 м (СТ-2) и на глубине 105 м в районе пласта

Инв. № 626

...ой лавой
. Мощность
... подработки
подработки с... ние

а
е
а

h_{10}' мощностью 0,4 м (СТ-1). На замерных станциях были установлены четыре деформометра 8Д-25 для измерения вертикальных деформаций (по два со стороны восстания и падения). Измерения поперечного сечения ствола производили реперами, заложенными в крепи в диаметрально противоположных точках. Отсчет по деформометрам осуществлялся дистанционно с точностью ±0,15 мм. Расстояние между реперами измерялось рулеткой ВНИМИ. В соответствии с расчетом [31] ожидалось, что ствол последовательно попадет в зоны переменных деформаций или опускания, опорного давления, зависания и изгиба

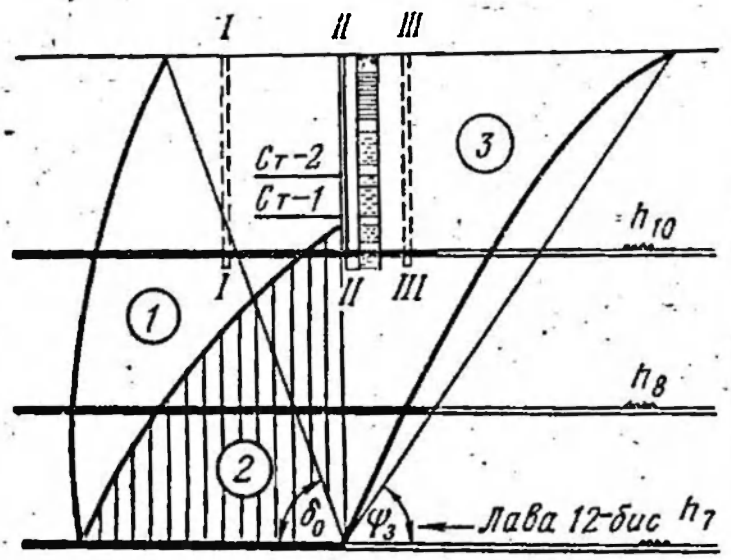


Рис. 86. Диаграмма состояния массива вблизи ствола шахты «Ливенская-Заперевальная» шахтоуправления Красная Звезда относительно различных областей влияния лавы 12-бис по пласту h_7:

1 — область равномерного опускания; *2* — область интенсивного опорного давления; *3* — область зависания и изгиба слоев пород; *I*, *II*, *III* — относительное положение ствола в разные периоды выемки целика

(рис. 86). В положении *I—I* на рис. 86 нижняя часть ствола должна испытывать переменные по знаку относительно незначительные деформации [5]. Для положения *II—II*, когда нижний участок попадает в верхнюю часть зоны опорного давления, относительные максимальные расчетные деформации сжатия массива в районе пласта h_{10}' (СТ-1) составили величину $(0{,}3—0{,}75)\cdot10^{-3}$. Выше ожидались переменные деформации сжатия и растяжения порядка $(0{,}2—0{,}3)\cdot10^{-3}$. После прохода лавы ожидались растягивающие деформации.

Пласт h_7 под стволом отрабатывался шахтой № 12 «Наклонная» в течение марта—июня 1971 г. лавой 12-бис по восстанию. Работы велись с обрушением кровли (рис. 87). Кратность подработки ствола составила 157, а подъемной машины 270. Одновременно производилось погашение горных выработок шахты «Ливенская-Заперевальная» и демонтаж оборудования. Подъем по стволу работал в течение всего срока подработки. По технологическим причинам часть целика шириной в среднем 30 м осталась невынутой. Уголь целика и смежный с ним отрабатывались лавой 10 в направлении по простиранию.

Наблюдения на замерных станциях в мае и июне велись через каждые три—шесть дней, а затем до октября 1971 г. через месяц [74]. Графики вертикальных деформаций крепи по станции № 1 показаны на рис. 88. На станции № 1 в мае и первой

половине июня приборы фиксировали деформации по вертикали с нарастающей амплитудой колебания скоростей. В конце мая скорости были максимальны, достигая ±0,5 мм/сут. 1 июня сразу после прохода лавы отмечались со стороны падения деформации сжатия порядка $1 \cdot 10^{-3}$, а со стороны восстания — деформации растяжения $\approx 0{,}2 \cdot 10^{-3}$. В этот период в крепи появились трещины скола. В дальнейшем наблюдались деформации растяжения и происходило раскрытие трещин. Однако нарушение крепи происходило лишь за счет увеличения трещин, появившихся ранее. Трещины серьезной опасности не представляли.

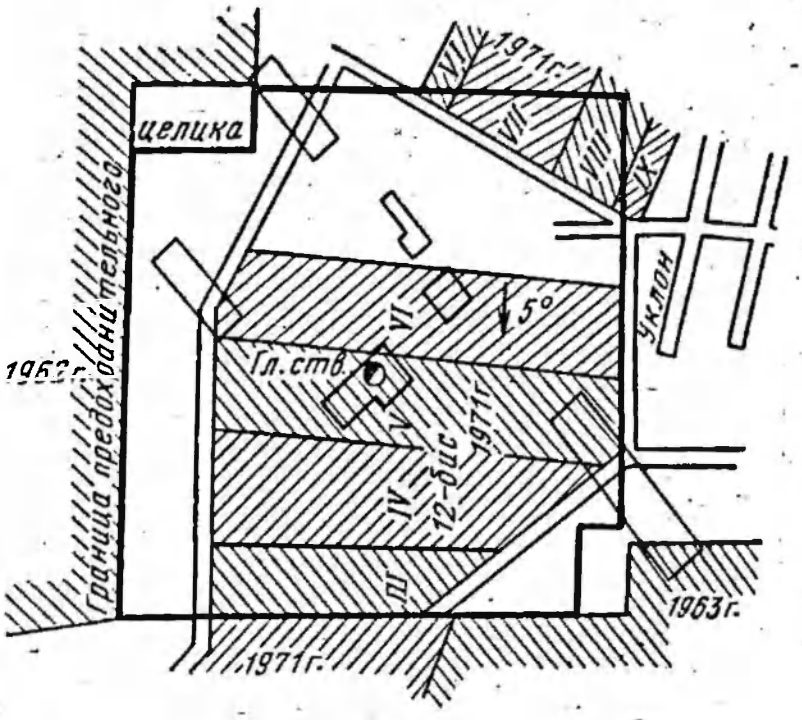


Рис. 87. Схема выемки угля по пласту h_7 в пределах предохранительного целика под ствол шахты «Ливенская-Заперевальная» шахтоуправления Красная Звезда

Скорости смещений уменьшались и в начале сентября не превысили 0,02—0,03 мм/сут. На станции № 2, заложенной выше и в более прочных породах (песчаники), в мае и июне скорости вертикальных деформаций крепи составляли 0,06 мм/сут. Деформации сжатия нарастали постепенно и в конце июня достигли $0{,}5 \cdot 10^{-3}$. Крепь не была нарушена, хотя местами отмечалось шелушение бетона. В начале июля деформации стали растягивающими. Скорости их возросли в 5—10 раз. В крепи появились разрывные трещины при деформациях $(0{,}1—0{,}2) \cdot 10^{-3}$. Наибольшие удлинения (с трещинами) достигли $(2—3) \cdot 10^{-3}$. В горизонтальной плоскости ствол в положении $I—I$ на глубинах 0—110 м сужался в направлении простирания, а вблизи пласта h_{10} отмечено расширение. Деформации сужения составили $(0{,}2—0{,}3) \cdot 10^{-3}$, а расширения $(0{,}1—0{,}2) \cdot 10^{-3}$. По мере подвигания забоя отмечались колебания деформаций поперечных сечений ствола, иногда они меняли знак, например, на контакте с наносами. Деформаций расстрелов и проводников не отмечалось.

Значительный интерес представляет выемка целиков под Северным фланговым вентиляционным стволом на шахте «Анжерская», которая была начата по рекомендациям ВНИМИ

в 1969 г. и продолжается до настоящего времени [68, 131]. Ствол заложен в центре синклинальной складки, содержащей мощные угольные пласты (рис. 89). Углы падения на западном крыле

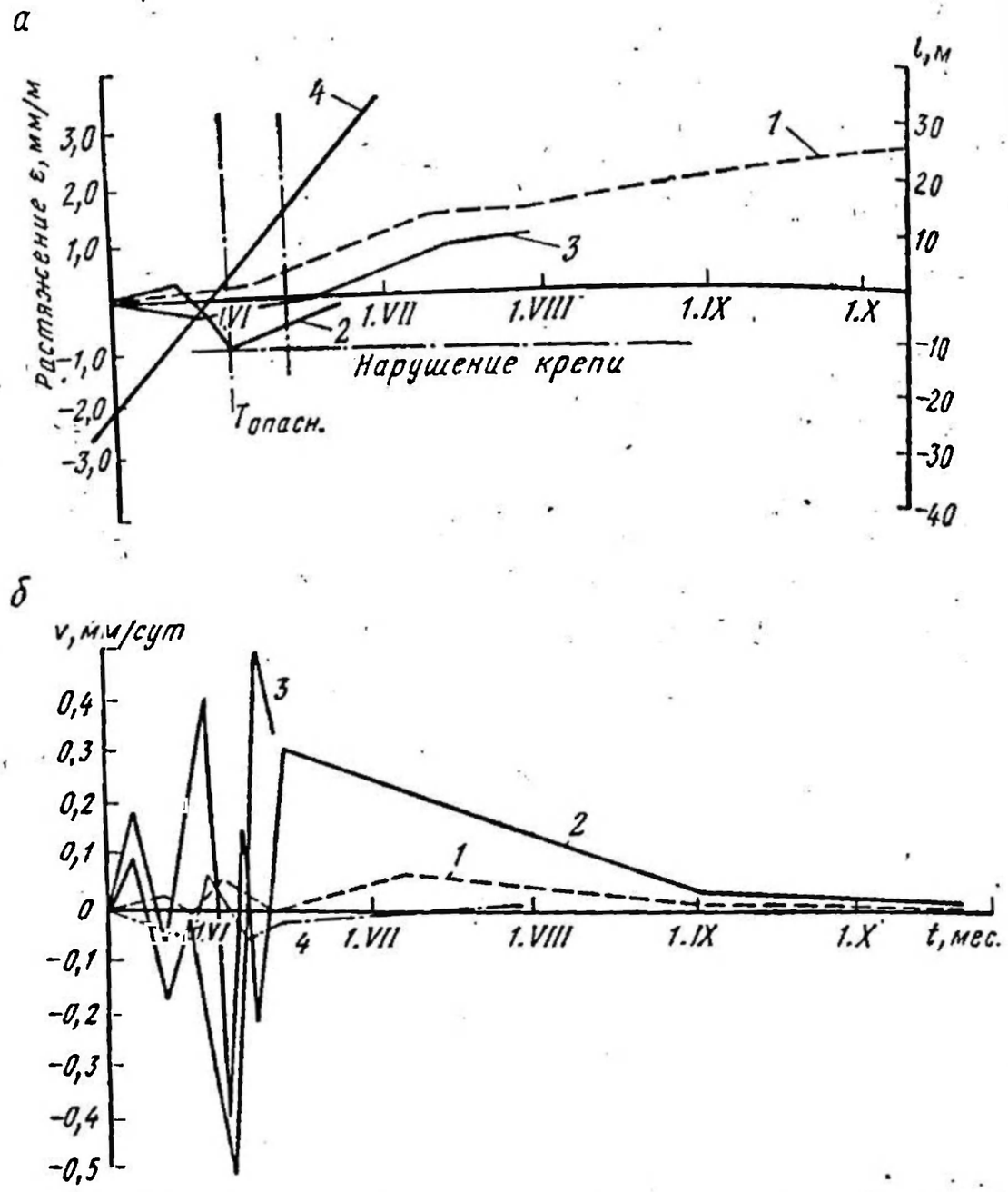


Рис. 88. Графики вертикальных деформаций (*а*) и скоростей деформаций (*б*) крепи ствола шахты «Ливенская-Заперевальная» шахтоуправления Красная Звезда:

1 — датчики со стороны восстания; *2, 3* — датчики со стороны падения; *4* — движение забоя лавы

изменяются от 15 до 40°, а на восточном от 30 до 40°. Околоствольный массив пересекается рядом геологических нарушений. Рабочие пласты имеют следующую мощность: Десятый 3,0—4,5 м, Андреевский 2,3—2,5 м, Петровский 1,6 м, Тонкий 1,0—1,9 м, Коксовый 1,5—1,7 м. Наносы мощностью 20 м представлены глинами и суглинками, коренные породы — алевролитами и аргиллитами с большим количеством угольных пластов пера-

бочей мощности. Ствол пройден до глубины 228 м, диаметром 5 м и закреплен монолитным бетоном толщиной 500 мм. Оборудован одноконцевым подъемом и лестничным отделением. На поверхности установлены два вентилятора ОДВ-24.

Отработку целиков проводили в нисходящем порядке, начиная с пласта Десятого. Расстояние от зумпфа до пласта Десятого 195 м, т. е. наименьшая кратность подработки составляла 51.

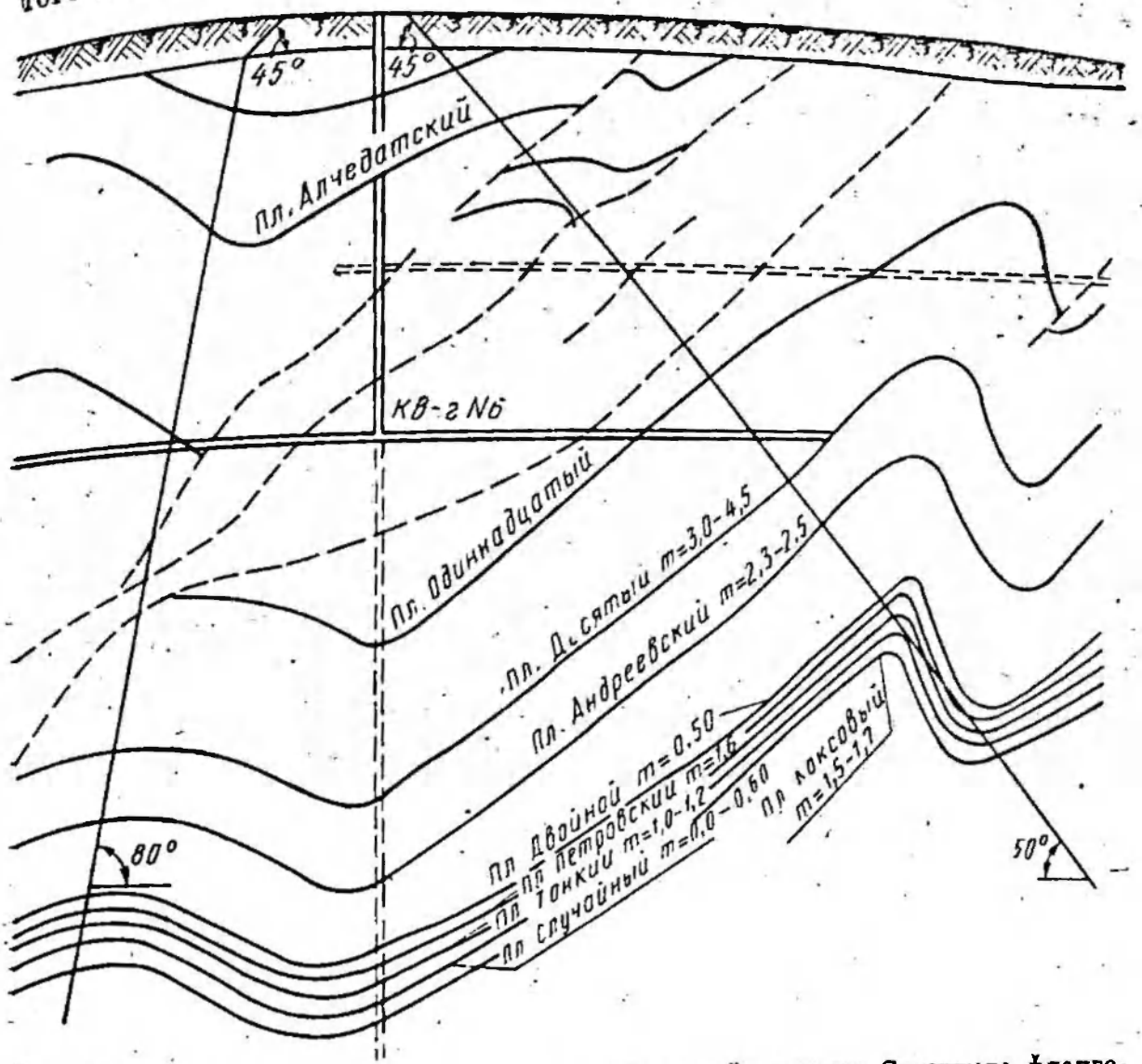


Рис. 89. Схема расположения в синклинальной складке Северного фланго-вого вентиляционного ствола шахты «Анжерская» комбината Кузбассуголь

Во избежание существенного искривления ствола рекомендовалось начать выемку по пласту Десятому двумя лавами в замковой части складки на восточном и западном крыльях одновременно. Для уменьшения растяжения между лавами вдоль оси под стволом оставляли угольный целик шириной в среднем 30 м. Начиная с пласта Петровского надобность в таком целике отпала. В стволе устроили девять разгрузочных швов, заполненных прокладками из лиственницы толщиной 300 мм. Штробы в бетоне разделывались со специального полка. Стоимость работ, включая монтаж и демонтаж полков и трубопроводов, а также проектные работы, составила около 4 тыс. руб. Разгрузочные швы

располагались не равномерно, а в наиболее деформируемых слоях и у контактов слабых и прочных пород.

К началу 1970 г. по пласту Десятому нарезали лавы № 53 и 107. При рассечке лавы № 107 вследствие сложных горно-геологических условий произошло несколько завалов разрезной печи. Поэтому к марту 1970 г. очистные работы в лаве № 53 проводили с опережением на 60 м. Для ускорения лаву № 107 разделили на два подэтажа штреком, проведенным вдоль оси

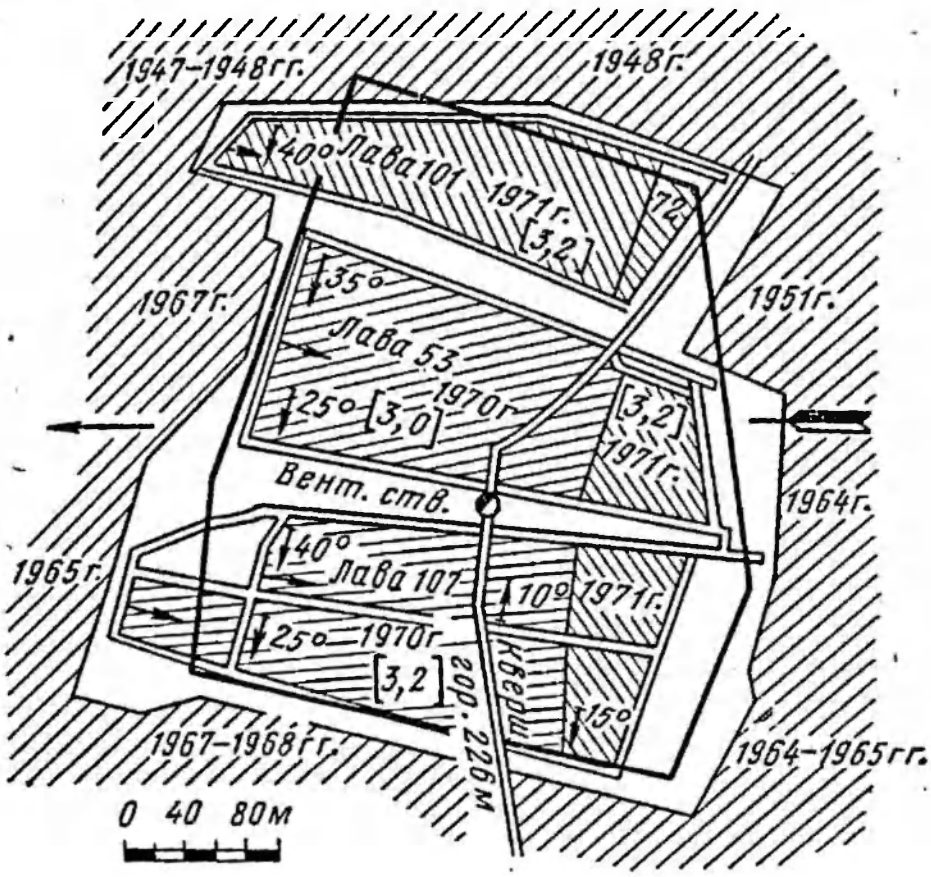


Рис. 90. Схема отработки околоствольного целика по пласту Десятому на шахте «Анжерская» комбината Кузбассуголь

складки. Очистные работы вели с полным обрушением кровли (рис. 90).

В мае 1971 г. начали очистные работы в пределах околоствольного целика по нижележащему пласту Андреевскому. Ленточный целик под стволом не оставляли, начиная с этого пласта. К 1974 г. из целика извлекли 1500 тыс. т угля. Несмотря на частичное деформирование крепи и осадку поверхности, ствол и вентиляторные установки работали нормально. Влияние очистных работ по пласту Десятому ощущалось на расстоянии примерно 200 м. Происходило неравномерное по длине и периметру ствола сжатие разгрузочных швов на несколько миллиметров. В дальнейшем деформации сжатия чередовались с раскрытием швов на 3—4 мм. Разные знаки деформаций отмечались одновременно в различных точках одного и того же шва. В бетонной крепи образовались трещины и заколы (рис. 91), не отразившиеся серьезно на состоянии ствола в целом.

Примерами отработки целиков по схеме 7 явились работы по пластам Елишка на шахте «Ян Мария» и 507 на шахте «Шлёнск-Матильда». Выемку на шахте «Яи Мария» в Остравско-Карвинском районе проводили перед погашением грузового ствола [151]. Пласт Елишка мощностью 1,25 м пересекает ствол на глубине 365 м. Угол падения 14°. Пласт отрабатывали двумя сплошными забоями по обе стороны от ствола. Забои двигались во встречном направлении относительно симметрично. Работы проводили с частичной закладкой. В дальнейшем вынули целики по пластам IX, X и XI, а другие еще раньше. Для предохранения ствола от разрушения в крепи на высоту 0,4—0,5 м выше пласта IX установили дубовые прокладки. За крепью уголь выбрали на расстояние 1,3 м и пространство заложили двумя рядами костров из дуба. При выемке угля по всем пластам крепь и армировка нарушались. Нарушалась также крепь околоствольного двора горизонта 9, через который проходит пласт Елишка. Под горизонтом 5, через который отрабатывали пласты IX и X, были сильно выгнуты расстрелы. Нарушенные крепь и армировку своевременно ремонтировали.

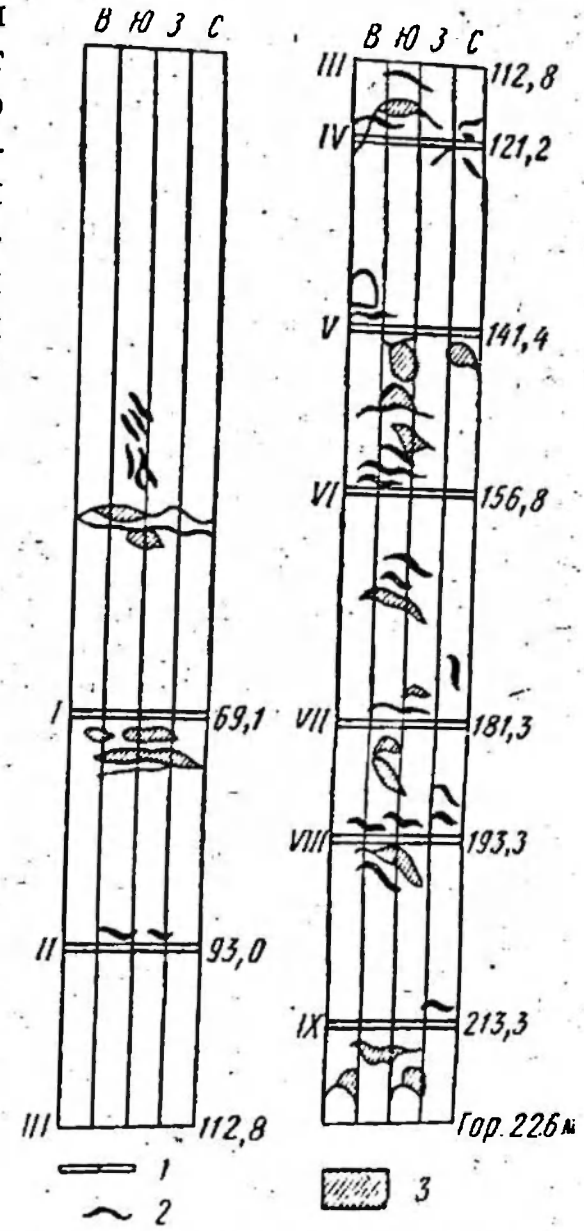


Рис. 91. Характер нарушений крепи Северного флангового вентиляционного ствола шахты «Анжерская» комбината Кузбассуголь:

1 — осадочные швы; *2* — трещины в бетоне; *3* — отслоения бетона

Ствол II шахты «Шлёнск-Матильда» глубиной 480 м [155]. Выемку целика производили по пласту 507 мощностью 3,2 м, который пересекает ствол на глубине 212 м. Угол падения 3°. Вышележащая толща состоит из 60% глинистых сланцев и 35% песчаников.

Мощность наносов 14—18 м. По семи другим пластам уголь выпули вблизи целиков в предыдущий период. Работы начали с выемки угля в приствольной зоне на площади 37×37 м заходками с гидравлической закладкой. Остальную часть целика отрабатывали прямолинейными забоями длиной 18 м при средней скорости подвигания 18 м/мес.

По веерной схеме отрабатывали целик по пласту l_3 Алмазному под вентиляционный ствол шахтоуправления «Контарное» комбината Шахтерскантрацит в Донбассе [74]. Ствол диаметром 6 м и глубиной 170 м был пройден до пласта l_3. Крепь бетонная толщиной 500 мм. Подъемом ствол не оборудован. Мощность отрабатываемого пласта 1,3—1,5 м, угол падения 3—5°. Отработку проводили без предохранительных мероприятий. Очистные работы первоначально вели одним забоем по восстанию (рис. 92), а затем у ствола его разворачивали и к концу отработки его располагали по простиранию. Такую отработку вели с июня по октябрь 1971 г. с обрушением кровли. Принятый порядок работ позволил частично компенсировать горизонтальные деформации в толще и на поверхности, а также уменьшить искривление оси ствола. Крепь была повреждена в нижней части. Через несколько лет после затухания процесса сдвижения предполагается отремонтировать ствол и использовать для проветривания.

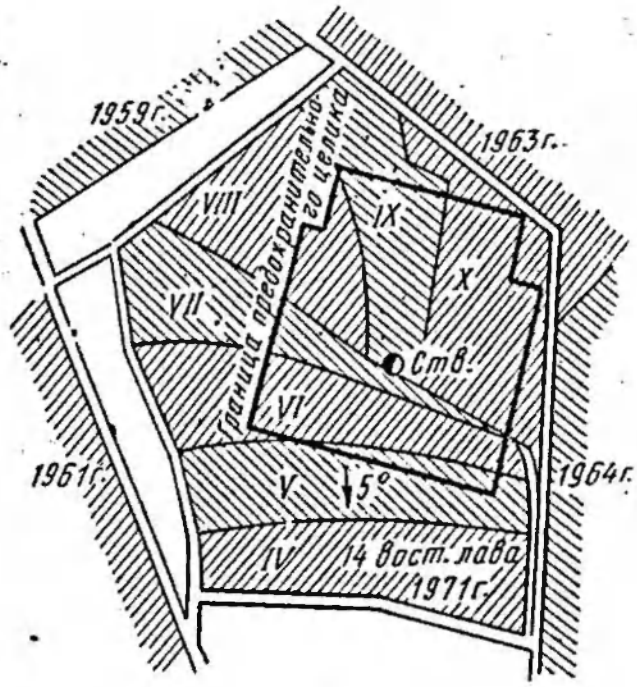


Рис. 92. Схема отработки предохранительного целика по пласту l_3 у вертикального ствола шахтоуправления Контарное комбината Шахтерскантрацит

На шахте «Мария» в области Аахен из околоствольных целиков под ствол «Новый» извлекли 4,6 млн. т угля по семи пластам мощностью от 0,8 до 1,7 м с резко изменяющимся углом падения [152]. Сложное залегание пластов определило произвольный порядок их отработки в пределах целиков. Работы вели с полной и частичной закладкой, а также с обрушением. В кирпичной крепи ствола в основном ниже 500 м были устроены осадочные швы с деревянными прокладками. Тем не менее крепь нарушалась, и на участке от 500 до 650 м ее пришлось два—четыре раза ремонтировать. Скорость подъема была снижена с 20 до 18 м/с. Трижды нарушались расстрелы и проводники, что препятствовало движению клети. Повреждения устранялись и ствол эксплуатировался нормально, хотя поверхность в районе ствола опустилась на 3 м 21 см.

Когда работы вели на горизонте 630 м на северо-западе от ствола, устье его отклонилось на 56 см. По мере развития очистных работ в юго-восточной части целика на глубине 730 м ствол возвращался к первоначальному положению и его отклонение уменьшилось на 28 см. Затем очистные работы вели в восточной

части целика на глубине в среднем 780 м и в северо-восточной части. При этом средние участки ствола заняли такое же положение, как и до отработки целиков.

Интересен пример частичной отработки целика на шахте «Судженская» комбината Кузбассуголь [53]. В результате выемки угля на площади 10 тыс. м² ствол № 7, закрепленный бетоном, был нарушен. Армировка также деформировалась. Железобетонный копер был разбит поперечными трещинами. В дальнейшем ствол больше не деформировался и эксплуатировался нормально, хотя крепь и не ремонтировалась.

На одной из шахт Англии [78] успешно провели частичную отработку целика по пласту Блакшейн под двумя стволами, расположенными в 40 м друг от друга. Очистные работы вели на глубине 500 м. Мощность пласта 1,45 м. В кровле породы прочные, а в почве — прослоек пластичных пород мощностью 0,23 м. Непосредственно у стволов оставили целик размерами 211×211 м. Остальной уголь выпимался заходками по 36,5 м с оставлением целиков по 46 м. Применяли частичную закладку. Всего отработали 41% площади целика и вынули 31,6% общих запасов угля. Оседание поверхности не превысило 5 см и прекратилось вследствие затопления выработок водой.

В Карагандинском бассейне [57] при доработке запасов производили частичную выемку угля из целиков под стволы и сооружения на поверхности. В течение 1965—1968 гг. извлекли 1569 тыс.т угля на бывших шахтах № 18-основная и № 3 им. Кирова, а в 1964—1965 гг. — 152 тыс. т на шахте им. Костенко. Выемку производили камерами шириной в среднем 10—15 м с междукамерными целиками 12—24 м без закладки выработанного пространства. Оседание поверхности происходило медленно и равномерно.

Известны случаи предварительной (до проходки или углубки ствола) выемки целиков. Так, в Рурском бассейне на одной из шахт под стволами глубиной 600 м вынули целик по пласту мощностью 1,4 м на глубине 660 м. Залегание пологое. Целик отрабатывался от стволов к границам с полной закладкой. Существенных нарушений стволов не отмечалось и в дальнейшем их углубили. При этом на участке в 30 м выше и ниже пласта армировку приспособили к укорочению.

Известны примеры успешной многократной углубки ствола с предварительной выемкой целиков в свите пологопадающих пластов в ЧССР.

В ПНР на шахте «Семяновице» ствол «Розалия» проходили одновременно с выемкой под ним пласта 510 [154]. Пласт мощностью 7,7 м, залегающий на глубине (по оси ствола) 223,3—231 м, отрабатывали двумя слоями с гидравлической закладкой. Ось ствола пересекалась очистными работами по первому слою за два месяца до начала проходки. Работы по второму слою пересекали ее в то время, когда ствол был пройден до глубины 151 м,

т. е. на расстоянии 73 м от забоя. При проходке через отработанный пласт 510 выложили у ствола деревянные костры, а в бетонной крепи устроили деревянные прокладки толщиной 25 см. Через два месяца после пересечения забоем оси ствола по второму слою в крепи появились трещины на глубине 186—191 м, что привело к остановке работ на один месяц. Еще через четыре месяца нарушения появились на глубинах от 62 до 231 м. Ликвидацию их решили произвести после окончания проходки путем цементации. Произвели также рихтовку армировки. Поверхность осела на 400 мм, что потребовало некоторого ремонта копра, зданий подъемной машины и компрессоров. Отмечается, что таких нарушений ствола и сооружений могло не быть, если бы проходка началась через три года после подработки [154].

Накопленный опыт свидетельствует о технической и экономической целесообразности поддержания стволов без целиков или при существенно уменьшенных их размерах на угольных шахтах при пологом залегании пластов, а также в условиях синклинального их залегания. Эксплуатируемые стволы могут быть подработаны при кратности не менее 150 без закладки по любой из схем (кроме схемы 9). Применение закладки выработанного пространства, камерной системы разработки (частичная выемка) и комплекса защитных мероприятий позволяет производить выемку и по пластам с меньшей кратностью подработки и даже пересекающим ствол. Предварительная (не менее чем за три года) выемка целиков до проходки ствола может быть осуществлена и при наклонном, а в отдельных случаях и крутом залегании пластов.

ГЛАВА VII
ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПОДДЕРЖАНИЯ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА КРЕПИ СТВОЛОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ВЛИЯНИЮ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

§ 27. ОБЕСПЕЧЕНИЕ РАЦИОНАЛЬНОГО ПОДДЕРЖАНИЯ И ВЫБОР КРЕПИ

Благоприятные условия поддержания стволов обеспечиваются комплексом мер, сущность которых изложена в предыдущей главе. Уже в процессе проектирования необходимо иметь в виду возможность применения этих мер и рассматривать условия поддержания на всех стадиях существования ствола. Проектирование защиты ствола должно быть увязано с мероприятиями по защите поверхности и других капитальных выработок. При выборе вида ремонта необходимо руководствоваться описанными выше условиями поддержания и возможностями мер защиты.

Рассмотрим меры по поддержанию стволов на конкретном примере Центрального и Кадиевского районов Донбасса как наиболее типичных. Здесь в основном ремонтировались стволы, в которых наблюдались интенсивные деформации, вызывающие постоянные нарушения армировки. Стволы, крепь которых имела повреждения в виде трещин и отслоений бетона, как правило, не ремонтировались, хотя с точки зрения техники безопасности они также должны были подвергаться профилактическому ремонту. При проведении ремонтов не учитывалась надежность возводимой крепи. Во многих случаях постоянная крепь «усиливалась» кольцами временной крепи. Разумеется, такая комбинированная крепь быстро выходила из строя и стволы вновь останавливались на ремонт. Все это и малая изученность процессов сдвижения привели к повреждениям большинства стволов в этих районах. Для составления проектов перекрепления стволов

Таблица 51

Комбинат	Общее число стволов по группам поврежденности		
	I	II	III
Артёмуголь	13	8	5
Орджоникидзеуголь	5	5	1
Кадиевуголь	9	8	9

Таблица 52

Характер мер	Необходимость мер и исходные данные	Условия применения, средства и требования
Выявление потенциальноопасных участков ствола	Во всех случаях при недостаточных размерах целиков. Исходные данные: прогноз сдвижений и допускаемые величины деформаций крепи и армировки	Расчетным путем и путем наблюдений за оседанием поверхности и промежуточных горизонтов, замерами сечений, профилировками
Оставление предохранительных околоствольных целиков	При ведении очистных работ на новых горизонтах. Учитываются глубина, состав покрывающей толщи, элементы залегания пласта, степень отработки целиков на вышележащих горизонтах. Производится расчет накопленных и ожидаемых деформаций околоствольного массива с учетом активизации при сокращенных размерах целиков на верхних горизонтах на срок службы ствола	Мера достаточна, если расчетные деформации ствола в районах старых работ в целиках верхних горизонтов допустимы. Применение закладки выработанного пространства для увеличения защитного эффекта. Возможно уменьшение размеров целиков по простиранию, подтверждаемые расчетом деформаций, но по пластам не ближе 0,3 H от повреждавшихся участков ствола
Конструктивное приспособление крепи и армировки	На участках, где суммарные расчетные деформации сдвижения превышают допустимые для обычной крепи и армировки, а также на участках выдавливания слабых пород. Производится расчет накопленных и ожидаемых деформаций массива; рассчитывается скорость выдавливания пород; проводятся наблюдения за оседаниями поверхности и промежуточных горизонтов, измерения сужения сечения ствола	Обычно в зонах опорного давления (чаще при $H > 400$ м), при пересечении геологических нарушений, в слабых породах. Момент устройства податливых узлов определяется технико-экономическим расчетом
Разгрузка пород	Опасность выдавливания пород в ствол. Проводятся испытания деформируемости пород во времени. Проводятся измерения сужения поперечного сечения ствола	*Применяется в зонах опорного давления (обычно $H > 400$ м). Образуются несплошные щели, напри-*мер, выбуриванием серии скважин, вертикальных со стороны простирания или наклонных по напластованию. В редких случаях возможна защитная подработка по угольным пластам
Упрочняющий тампонаж	Наличие пустот и повышенная трещиноватость пород. Необходимы сведения о тампонируемости пород и агрессивности подземных вод	Коэффициенты фильтрации $\geqslant 10^{-3}$ м/с. Раскрытие трещин $\geqslant 0{,}15$ мм. Проводится в местах пересечения стволом отработанных пластов и в близлежащих старых выработках. Тампонаж (иногда в сочетании со штанговой крепью) достаточен в зонах выше области опорного давления (чаще при $H < 400$ м). В зоне опорного давления играет вспомогательную роль для уменьшения нарушенности пород. При агрессивных водах применять антикоррозийные добавки
Укрепление штанговой крепью	Необходимость повышения устойчивости стенок ствола	Применяется в породах слабо нарушенных или в сочетании с тампонажем в зоне частичной подработки (чаще при $H < 400$ м)
Защита от воды	При больших притоках вод и сильном их корродирующем воздействии на крепь и армировку	Дренирование воды через выработки или скважины; устройство водоулавливающих колец; тампонаж стойким к коррозии материалом; антикоррозийное покрытие армировки
Повторная проходка ствола	При существенных искривлениях ствола, препятствующих работе подъема	Ствол проходится с исправлением профиля и желательно с расширением сечения. Предусматриваются необходимые горные, конструктивные, конструктивно-технологические и другие меры защиты в соответствии с прогнозом сдвижения и выдавливанием слабых пород, а также со степенью агрессивности подземных вод

Таблица 53

Степень нарушенности	Основные места локализации	Характер ремонта	Условия и исходные данные	Меры, средства и требования
Сильно поврежденные с постоянно развивающимися деформациями крепи и армировки	Зоны опорного давления чаще в интервале 400—700 (800) м, влияние крупных геологических нарушений	Полное перекрепление с заменой армировки	Большие повреждения; деформации пород продолжаются, интенсивность их известна	Конструктивные меры защиты крепи и армировки. Возможно сочетание с разгрузкой. Меры по ликвидации пустот и другие меры по предотвращению нарушений в дальнейшем
		Частичное перекрепление	В случаях, когда ожидаемые деформации не приведут к возобновлению нарушений	Меры по предотвращению нарушений
		Временные меры (например, металлические кольца и т. п.)	При большой интенсивности деформаций пород, пока характер их не выяснен, или ожидается затухание процесса в скором времени	Постановка наблюдений за состоянием крепи и измерения деформаций пород
Повреждение при небольшом развитии деформаций	Верхние части стволов, чаще вблизи зоны опорного давления ($H < 400$ м) и при влиянии старых околоствольных выработок; коррозия	Частичное перекрепление и замена деформированных элементов армировки. В частности бетонирование разобранной части крепи, набрызгбетон, в том числе в сочетании со штанговой крепью	Опасной активизации сдвижений не ожидается, что проверяется расчетом	Меры по предотвращению нарушений, в основном ликвидация пустот, укрепительный или водозащитный тампонаж, укрепление штанговой крепью. При агрессивных водах — применение стойких материалов
Умеренно поврежденные, когда развития деформаций не наблюдается	То же	Частичное перекрепление и замена деформированных элементов армировки	То же	То же
		Упрочнение пород с помощью тампонажа; набрызгбетон	То же. При этом нарушения не опасны	*То же. Оборка заколов*

необходим дифференцированный подход к оценке поврежденности крепи.

В первом приближении все стволы Центрального и Кадиевского районов можно разделить по поврежденности на следующие группы: сильно поврежденные; поврежденные; умеренно поврежденные.

К первой группе относятся стволы, в которых наблюдается непрекращающееся во времени выдавливание пластичных пород из стенок ствола и деформирование армировки, вызывающее снижение скорости движения подъемных сосудов. Как правило, здесь имеются участки с невыдержанным зазором между наиболее выступающими частями подъемных сосудов и крепью. Ко второй группе следует отнести стволы, деформации стенок которых заметно не увеличиваются во времени и не вызывают потери устойчивости расстрелов. Скорости движения подъемных сосудов в них не снижены. Однако на отдельных участках наблюдается отслоение материала крепи и падение его в ствол. К третьей группе можно отнести все остальные стволы, в которых не наблюдается развития деформаций на поврежденных участках. Нарушенные участки стволов первой и второй групп, как правило, расположены соответственно в зонах опорного давления и частичной подработки. Распределение стволов различной степени поврежденности по комбинатам Артемуголь, Орджоникидзеуголь и Кадиевуголь приведено в табл. 51.

Из таблицы следует, что 50, 45 и 35% стволов соответственно по комбинатам Артемуголь, Орджоникидзеуголь и Кадиевуголь относятся к первой группе поврежденности и должны быть отремонтированы в ближайшие годы. В противном случае могут возникнуть трудности в эксплуатации глубоких горизонтов. В табл. 51 не учтено 26 стволов комбината Кадиевуголь, по которым нет сведений о состоянии крепи и армировки. Протяженность нарушенных участков здесь составляет около 3000 м. Однако объем работ по перекреплению значительно выше, так как с целью ликвидации искривления оси ствола должны перекрепляться и неповрежденные участки.

В табл. 52 указаны меры по предотвращению нарушений, а в табл. 53 — меры по ликвидации возникающих нарушений в стволах шахт Центрального и Кадиевского районов Донбасса.

§ 28. ПРИМЕРЫ ПРИМЕНЕНИЯ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО МЕРАМ ЗАЩИТЫ В ОТЕЧЕСТВЕННОЙ ПРАКТИКЕ

В последние годы меры защиты крепи стволов, подверженных влиянию очистных работ, начали успешно применяться в различных бассейнах страны. Во многих стволах применены пока простейшие конструктивные меры защиты — пояса для обеспечения вертикальной податливости крепи. В табл. 54 приведены данные о приспособлении крепи на ряде шахт Донбасса. Так,

Комбинат, шахта	Ствол; диаметр в свету, м; материал крепи; глубина, м	Момент установки поясов податливости	Число поясов податливости
Артемуголь, «Кочегарка»	№ 6, клетевой; 8,0; бетон; 993	При проходке	37
» »	№ 3, клетевой; 6,5; бетон; 1120 (проект)	» »	46
Артемуголь, «Комсомолец»	№ 4, скиповой; 7,5; железобетон, тюбинги ВНИИОМШС; 912	При перекреплении	6
Артемуголь, им. Ю. А. Гагарина	№ 3, клетевой; 8,0; бетон; 872,4	При проходке	9
Артемуголь, им. К. Е. Ворошилова	№ 2, клетевой, 8,0; бетон; 987,3	При расширении	68
Донбассантрацит, «Миусинская»	№ 3, клетевой; 8,0; 0—122 тюбинги ВНИИОМШС; 122—741,5 бетон; 824 (проект)	При проходке	6
Кадиевуголь, им. Ильича	№ 4; 8,0; бетон; 712,9	» »	10
Первомайскуголь, им. Д. Ф. Мельникова	Клетевой; 4,0; бетон; 527,3	При ремонте и переармировке	6
Донецкуголь, им. А. Ф. Засядько	Западный вентиляционный; 5,0; бетон; с 313,2 по 340 м, тюбинги ВНИИОМШС; 542 (проект)	При проходке	27

в стволе № 4 шахты им. Ильича диаметром в свету 8 м устроено восемь швов податливости. Выбор мест их расположения производили на основе оценки возможного уплотнения пород на ранее отработанных горизонтах. Швы при проходке устраивали в районах ранее отработанных пластов группами с расстоянием между ними в группе 20 м. Прокладки, укладываемые в швы, выполняли двухслойными из антисептированных досок толщиной 40 мм. В каждом слое доски укладывали отдельными сегментами внахлест. Каждое кольцо состояло из 12 сегментов. Прокладки окантовывались сверху и снизу листовым железом толщиной 2 мм для предупреждения разрушения бетона от поперечного расширения прокладок при сжатии. Для установки прокладок после бетонирования предыдущего участка створчатая опалубка опускалась несколько ниже обычного с таким расчетом, чтобы между заходками образовался зазор 500—600 мм. После окончa-

Таблица 54

Глубина заложения, м	Расстояние между поясами, м	Высота пояса, м	Материал прокладок	Автор проекта
45—565	12—15	75	Сосна	Днепрогипрошахт
73—941,2	12—15	75	Сосна, лиственница с пропиткой креозотом	То же
559,1—638,6	6—21	150—200	Лиственница с пропиткой креозотом	»
28,5—141,9	10—15	75	Лиственница	»
34,4—945,8	10—15	75		»
Между тюбингами 49,7—103,7; в бетоне 139,6—246	5—13 15—21	75 75	Сосновые бруски антисептированные	
153—497,6	15—25	8—100	Сегменты из сосновых и дубовых досок, обитые листовым железом	Южгипрошахт
67—436	По 16—100	300	Бруски из лиственницы в два слоя по 150 мм, толь между слоями	Б. трест Лисичанскуголь
Между тюбингами 313,2—340	1	10	Бруски из сосны	Донгипрошахт

ния бетонирования нижней заходки в зазоре собирали податливые прокладки, опалубку приподнимали и производили бетонирование оставшегося промежутка [5].

В стволе № 6 шахты «Кочегарка» пояса податливости установлены в период проходки ствола в районе контактов прочных и слабых пород и на участках отработанных в довоенные годы пластов. На последних крепь ствола усиливалась кольцами временной крепи, оставляемыми в бетоне. Технология установки поясов податливости не отличалась от приведенной выше. Доски укладывали в контурную щель, в один ряд с зазором между ними 15—20 мм. На контакте прокладок и бетона укладывался слой рубероида [39]. В течение 10 лет в стволе не отмечалось нарушений крепи. При обследовании его в 1971 г. поврежденная крепь была обнаружена в интервале глубин 470—550 м и в районе сопряжений с горизонтами 640 и 750 м. Одновременно с отслоением

бетона происходил изгиб расстрелов. Таким образом, в стволе горизонтальные прокладки обеспечили сохранение крепи в течение только небольшого времени его эксплуатации. По-видимому, в таких условиях, кроме осевой, необходимо обеспечивать и радиальную податливость крепи, так как осевые и радиальные деформации окружающих пород по величине примерно одного порядка.

Интересен опыт защиты крепи клетевого ствола шахты имени Д. Ф. Мельникова комбината Первомайскуголь. Здесь стволы пересекают крупное геологическое нарушение «Продольный сброс» мощностью около 80 м. Породы в зоне сброса сильно трещиноваты, а угольные пласты в пределах шахтного поля меняют угол падения от наклонного до крутого (см. рис. 64). Глубина клетевого ствола 527,3 м, крепь —монолитный бетон. Предохранительные целики, построенные по Правилам охраны 1960 г., частично отработаны на верхних горизонтах. Породы околоствольного массива находятся в состоянии движения. Одновременно с искривлением стволов наблюдается и оседание земной поверхности. Геологическая обстановка участка осложняется неблагоприятными горнотехническими условиями вследствие влияния опорного давления от очистных работ, проводившихся ранее в пределах предохранительных целиков. Общая протяженность нарушенных участков крепи до перекрепления составила 172 м. С целью предотвращения дальнейших деформаций ствола при его ремонте были установлены пояса податливости (табл. 55.) Кроме того, при дальнейшем ведении очистных работ оставляли целики-упоры со стороны падения [67]. Осевое и радиальное сжатие крепи на этих участках контролировалось деформометрами. На шахте организовали систематические наблюдения за сдвижением поверхности. Все эти мероприятия в итоге улучшили условия работы крепи.

Таблица 55

Глубина заложения поясов податливости, м	Место установки	Пересекаемые стволом породы
67	Протяженный участок ствола	Глинистые и песчанистые сланцы
167	Протяженный участок ствола	Глинистые сланцы, угольный пласт
319	Над сопряжением с гор. 310 м	Зона пород в пределах геологического нарушения
373	Над сопряжением с гор. 380 м	То же
424	Над сопряжением с гор. 426 м	Глинистые и песчанистые сланцы
437	Под горизонтом 426 м	Глинистые сланцы, песчаник

В стволах шахты «Коркинская» комбината Челябинскуголь проведены конструктивные мероприятия в связи с частичной отработкой целиков-упоров, которые оставляли с целью защиты стволов от сдвижения пород по напластованию. В скиповом стволе установлена податливая армировка, обеспечивающая возможность смещения элементов в горизонтальной плоскости на величину до 400 мм. В бетонной крени клетевого ствола в местах пересечения угольных пластов установлены пояса податливости. Общая протяженность податливых участков клетевого ствола 49 м. На этом участке диаметр ствола по сравнению с неповрежденной частью увеличен на 1500 мм.

Горизонтальные податливые прокладки заложены также в крепи флангового вентиляционного ствола шахты «Карагандинская» комбината Карагандауголь. Здесь в стволе глубиной 640 м и диаметром 7 м работы выполнены с целью частичной отработки запасов околоствольного целика по пласту k_{18} перед и в начале его проходки.

§ 29. РАСЧЕТЫ КРЕПИ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ СПЕЦИАЛЬНЫХ МЕР ЗАЩИТЫ

Расчет крепи при активном влиянии очистных работ ведется по усилиям, возникающим в ее элементах под воздействием заданных массиву деформаций. При этом должны быть согласованы кинематические характеристики крепи и армировки. После прекращения активных деформаций расчет крепи принципиально не отличается от изложенного в главе IV.

При нарушении связи крепи с породами искусственным путем или естественным при деформировании крепи с горизонтальными осадочными швами происходит перераспределение радиальной нагрузки. Уменьшение реактивных касательных усилий сопровождается повышением бокового отпора пород. Нагруженность крепи в этих условиях изучена еще недостаточно. В нормах [31] даны следующие ориентировочные величины нагрузок для протяженных участков стволов:

в зоне опорного давления

$$P_{ср} = 15-20 \text{ тс/м}^2;\ P_{min} = 3 \text{ тс/м}^2;\ v = 0{,}4-0{,}6;$$

в зоне уплотнения

$$P_{ср} = 10 \text{ тс/м}^2;\ P_{min} = 6 \text{ тс/м}^2;\ v = 0{,}6-0{,}8.$$

Расчетное максимальное давление

$$P_{max} = n_1 P_{ср}(1+3v),$$

где n_1 — предусмотренный СНиП коэффициент перегрузки.

Рекомендуется расчет крепи вести по формулам Л. А Джапаридзе [31, 38] с учетом коэффициентов бокового отпора k_0 и k_2:

$$N_\theta = R_1 P_0 - \frac{R^3 P_2 k_0}{EF + R_1^2 k_0} - \frac{3EJP_2R_1}{9EJ + R_1^4 k_2}\cos 2\theta;$$

$$M_\theta = \frac{3EJP_2R_1^2}{9EJ + R_1^4 k_2}\cos 2\theta; \qquad \text{(VII.1)}$$

$$Q_\theta = -\frac{6EJP_2R_1}{9EJ + R_1^4 k_2}\sin 2\theta,$$

где N_θ — нормальные силы (сжатие со знаком +); M_θ — изгибающие моменты (принят знак + при уменьшении кривизны данной части кольца); Q_θ — перерезывающие силы;

$$P_0 = \frac{P_{max} + P_{min}}{2}; \quad P_2 = \frac{P_{max} - P_{min}}{2}$$

(берутся по абсолютному значению);

R_1 — радиус внешней поверхности крепи; F, J — соответственно площадь поперечного сечения и момент инерции кольца крепи единичной высоты;

$$k_0 = \frac{E_0}{R_1(1+\mu_0)}; \quad k_2 = \frac{3E_0}{R_1(1+\mu_0)(5-6\mu_0)};$$

E — модуль деформации материала крепи; E_0, μ_0 — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона данного слоя породы.

Модули деформации массива с учетом естественной и искусственной трещиноватости ориентировочно могут определяться по данным испытаний образцов. При этом $E_0 = 0{,}02—0{,}05E_п$, где $E_п$ — модуль деформации образца; $\mu_0 = 0{,}2—0{,}25$. Следует учитывать собственный вес крепи.

Скользящая крепь с толстым слоем вязкого заполнителя рассчитывается на воздействие почти равномерного давления от веса столба этого заполнителя, но не менее чем на среднее давление пород. В соответствии с рекомендациями работы [31] коэффициент неравномерности давления ω, равный отношению P_{max}/P_{min}, принимается не более 1,05—1,1. Статический расчет производится на неравномерную нагрузку без учета бокового давления, например, по формулам Г. М. Крытова [31]:

$$N_\theta = \frac{1}{3}[1 + \omega - (\omega - 1)\cos^2\theta]P_{min}R_1;$$

$$M_\theta = \frac{\omega - 1}{6}\cos 2\theta P_{min}R_1^2; \qquad \text{(VII.2)}$$

$$Q_\theta = \frac{\omega - 1}{3}\sin 2\theta P_{min}R_1.$$

Следует иметь в виду, что при нарушении связи крепи с породами шарнирные крепи имеют преимущество перед монолитными в том, что они обеспечивают большой боковой отпор пород, большую равномерность давления, а также в зависимости от степени шарнирности снижаются изгибающие моменты. Могут быть использованы следующие рекомендации Л. А. Джапаридзе [31, 38]. Для шарнирно-измеряемой крепи при числе элементов в кольце не менее восьми (например, тюбинги с закругленными вертикальными стыками без сбалчивания) принимается $EJ = 0$. Сборную крепь с жесткими связями растяжения рассчитывают без учета изменения жесткости, как монолитную. Сборную крепь без связей растяжения в стыках рассчитывают в следующем порядке:

1. Вычисляют максимальные значения нормальной силы N_{max} и изгибающего момента M_{max} как для монолитного кольца.

2. При выполнении условия $N_{max} \leqslant R_и b_1/4$, где $R_и$ — расчетное сопротивление сжатию при изгибе для материала крепи, b_1 — высота стыка. Принимают расчетный изгибающий момент $M_{max\,р} = N_{max}(b_1/2)$.

3. При выполнении условия $N_{max} > R_и b_1/4$ расчетный максимальный изгибающий момент $M_{max\,р} = b_1^2/6(R_и - N_{max}/b_1)$.

Проверку прочности монолитной крепи производят по формуле (V.12). Значения $t_{кр}$ принимаются равными нулю для контакта со слоем вязкого заполнителя и силам трения при его отсутствии. Толщину монолитной крепи δ можно определить по формуле [31, 60]:

$$\delta = R_0\left(\sqrt{-\frac{q}{n} \pm \sqrt{\left(\frac{q}{n}\right)^2 - \frac{d}{n}}} - 1\right), \qquad \text{(VII.3)}$$

где $n = \dfrac{2n_1P(3-\omega)}{\omega+1} + m_kR_и$ — при расчете по растягивающим напряжениям;

$n = \dfrac{2n_1P(3\omega-1)}{\omega+1} - m_kR_и$ — при расчете по сжимающим напряжениям;

$q = \dfrac{n_1P(1-3\omega)}{\omega+1} - m_kR_и$ — при расчете по растягивающим напряжениям;

$q = \dfrac{n_1P(\omega-3)}{\omega+1} + m_kR_и$ — при расчете по сжимающим напряжениям;

$d = m_kR_и$ — при расчете по растягивающим напряжениям;

$d = -m_kR_и$ — при расчете по сжимающим напряжениям;

P — давление столба вязкого заполнителя.

Крепь с вязким заполнителем должна проверяться на продольную и поперечную устойчивость.

Размеры участка крепи без осадочных швов, на котором требуется ослабление связи с породами, определяют по формулам

(VI.3), (VI.4) и (VI.5). В соответствии с нормами [31] длина участков скользящей крепи не должна превышать в обычных условиях 15—20 м.

Горизонтальные осадочные швы должны компенсировать расчетную абсолютную вертикальную деформацию пород на защищаемом участке (нормами [31] принят коэффициент запаса, равный 1,2). Тогда расчетную высоту осадочного шва можно определить по формуле

$$\delta_{ш} = 1{,}2\frac{100\,\Delta\eta_p}{a}, \qquad \text{(VII.4)}$$

где $\Delta\eta_p$ — разность расчетных оседаний на границах защищаемого участка (расстояние между серединами примыкающих к шву участков крепи, ограниченными соседними швами, или между серединой такого смежного с нерасчленепным участка и местом жесткого закрепления крепи в породах); a — сжимаемость прокладки или группы прокладок в шве в процентах, обеспечивающая заданную величину сужения шва.

Целесообразно обеспечивать податливость возможно большим количеством осадочных швов. Их необходимо располагать в местах наибольших деформаций толщи, а также на контактах прочных и слабых пород и в угольных пластах. Максимально допустимое расстояние между осадочными швами рассчитывается по напряжениям в крепи, возникающим под воздействием вертикальных касательных усилий. В работе [31] дается приближенная формула для определения наибольшего расстояния l между швами:

$$l = \frac{m_к R_{пр}\left(D_1^2 - D_0^2\right)}{4n_1 P_{ср} f D_1}, \qquad \text{(VII.5)}$$

где $R_{пр}$ — допускаемое напряжение на сжатие для материала крепи (призменная прочность); $P_{ср}$ — среднее значение давления пород.

В случае заполнения швов податливым материалом это расстояние должно зависеть и от усилий сжатия P_2 этого материала. В работе [5] формула дается в уточненном виде:

$$l = \frac{m_к R_{пр}\left(D_1^2 - D_0^2\right) - \frac{4P_2}{\pi}}{4P_{ср} f D_1}. \qquad \text{(VII.6)}$$

Формулы отражают наихудшие условия, когда рассчитывается расстояние от прокладки до опорного венца или до места выше или ниже шва, где деформации пород уже не превышают допускаемых для крепи. Если брать участок, смежный с другими, также защищенными прокладками, то величина l будет вдвое больше. Принципиально более точно расстояния между прокладками определяются формулой (VI.16). Однако практические расчеты по ней затруднены вследствие неопределенности

величин $P_н$ и $P_в$. В частности, полагая $P_н = P_в = P_{пк}$, $\varepsilon_{пк}^{в} = \varepsilon_{пк}^{н} = \varepsilon_{пк}$, $\delta_н = \delta_в = \delta_{пк}$, получаем для участка между двумя швами:

$$l = \frac{m_к R_{пр}\left(D_1^2 - D_0^2\right)}{2n_1 P_{ср} f D_1} - \frac{2P_{пк}}{\pi n_1 P_{ср} f D_1}. \qquad \text{(VII.7)}$$

Эта формула справедлива при условии

$$P_{ср} f = \frac{E\left(D_1^2 - D_0^2\right)\left(\Delta\eta_{(I-II)} - 2\varepsilon_{пк}\delta_{пк}\right)}{Dl^2},$$

где $\Delta\eta_{(I-II)}$ — абсолютная деформация массива на участке между горизонтальными осями прокладок.

Значение $P_{пк}$ можно получить по величине $\varepsilon_{пк}$, полагая последнюю равной $\Delta\eta_{(I-II)}/2\delta_{пк}$. Тогда $P_{пк}$ можно определить по экспериментальной кривой зависимости $\varepsilon_{пк}$ от $P_{пк}$ для данного материала прокладки. Из изложенного понятно, что предпочтительнее прокладки из хорошо сжимаемого материала, не создающего больших $P_{пк}$. Нормами [31] расстояние между осадочными швами ограничивается 20 м.

При защите крепи от сужения поперечного сечения принципиально можно пользоваться зависимостями (VI.21), (VI.23) и (VI.24), определяющими оптимальные параметры податливой оболочки и вертикальных радиальных податливых швов. Однако на практике податливость обычно распределяется по периметру крепи равномерно. В этом случае при сжатии ствола на λ_{max} суммарная податливость радиальных вертикальных прокладок по чисто геометрическим соображениям должна отвечать условию [31]:

$$\sum_{i=1}^{n} \Delta_i \cos\gamma_i = 2\lambda_{max}, \qquad \text{(VII.8)}$$

где n — число прокладок; Δi — податливость i-той прокладки после начала влияния очистных работ; γ_i — угол между горизонтальной осью прокладки (радиусом) и линией простирания пород.

Проверка прочности монолитной крепи с податливой внешней оболочкой производится по формуле (V.12) при значении $t_{кр} = P_0 f$, где f — коэффициент трения крепи по материалу податливой оболочки. Для определения действующих сил P_0 и P_2 рассмотрим перемещения, задаваемые оболочке породами и перемещения несущей части крепи. Последние определяются формулами (V.8). Учтем также, что давление, передаваемое податливой оболочкой толщиной Δ на крепь, зависит от степени сжатия оболочки и ее модуля деформации E_1, так что сжатие прокладки равно $P\Delta/E_1$. Будем вести расчет, исходя из величин перемещений стенок ствола при пулевом отпоре крепи: $\lambda_\theta = \lambda_0 + \lambda_2 \cos 2\theta$.

За счет отпора, перемещения λ_0 и λ_2 уменьшатся на величины P_0/k_0 и P_2/k_2 соответственно. Тогда

$$U_{0\,кр}=\lambda_0-\frac{P_0\Delta}{E_1}-\frac{P_0}{k_2};$$

$$U_{2\,кр}=\lambda_2-\frac{P_2\Delta}{E_1}-\frac{P_2}{k_2}. \qquad \text{(VII.9)}$$

Приравнивая эти значения $U_{0кр}$ и $U_{2кр}$ к определенным по формуле (V.8), получаем

$$P_0=\frac{\lambda_0}{\frac{1}{k_0}+\frac{\Delta}{E_1}+\frac{R_1(Am-B)}{m-1}};$$

$$P_2=\frac{A_1\lambda_2-2R_1P_0f\left[2(3m+1)k+(m-1)^3D\right]}{A_1\left(\frac{\Delta}{E_1}+\frac{1}{k_2}\right)-R_1\left[(m+1)^3B_1+2(1+3m^2)C_1\right]}, \qquad \text{(VII.10)}$$

или

$$P_2=\frac{3\left(R_1^2-R_0^2\right)^3\lambda_2-2R_1f\left[R_0^6A_3+3R_0^4R_1^2B_3+R_1^4\left(R_1^2-\right.\right.}{\left.\left.-3R_0^2\right)k_3\right]P_0}$$
$$\frac{3\Delta\left(R_1^2-R_0^2\right)^3}{E_1}+\frac{3\left(R_1^2-R_0^2\right)^3}{k_2}-R_1\left[R_0^2\left(3R_1^4+R_0^4\right)C_3+\right.$$
$$\left.+R_1^2\left(3R_0^4+R_1^4\right)D_3\right],$$

где

$$\lambda_0=\frac{\lambda_{max}+\lambda_{min}}{2};\quad \lambda_2=\frac{\lambda_{max}-\lambda_{min}}{2};$$

Δ — толщина податливого слоя; R_1 — внешний радиус крепи;

$$A=\frac{(1-\mu-2\mu)}{E};\quad B=\frac{(1+\mu)}{E};\quad A_1=3E(m-1)^3;$$

$B_1=(3-2\mu)(1+\mu)$; $C_1=(1-2\mu)(1+\mu)$; $D_1=\mu(1+\mu)$; $k=(1-\mu^2)$;

E и μ — модуль деформации и коэффициент Пуассона материала крепи;

$$A_3=\frac{(1+\mu)(2-2\mu)}{E};\quad B_3=\frac{(1+\mu)(2-\mu)}{E};$$

$$C_3=\frac{(1+\mu)(5-6\mu)}{E};\quad D_3=\frac{(1+\mu)(3-2\mu)}{E};$$

$$k_3=\frac{\mu(1+\mu)}{E}.$$

Для определения усилий в однослойной крепи любой конструкции может быть использована предложенная в работах [31, 72, 73] формула

$$N_\theta = R_1 bE\left(\frac{Fk_0\lambda_0}{EFA_0' + R_1^2 k_0 b} - \frac{3Jk_2\lambda_2}{9EJA_2' + R_1^4 k_2 b}\right)\cos 2\theta;$$

$$M_\theta = bEJ\left(\frac{k_0\lambda_0}{EFA_0' + R_1^2 k_0 b} - \frac{3R_1^2 k_2\lambda_2}{9EJA_2' + R_1^4 k_2 b}\right)\cos 2\theta; \quad \text{(VII.11)}$$

$$Q_\theta = \frac{6\lambda_2 EJR_1 bk_2}{9EJA_2' + R_1^4 k_2 b}\sin 2\theta,$$

где

$$A_0' = 1 + \frac{\Delta}{E_1}k_0; \quad A_2' = 1 + \frac{\Delta}{E_1}k_2;$$

b — высота расчетного кольца крепи.

Эти формулы были проверены на модели [72] и показали хорошее совпадение с экспериментом. Значения λ_{max} и λ_{min} определяются из наблюдений или расчетным путем. В последнем случае, если используются формулы типа (V.3) или иные, дающие средние значения перемещений $\lambda_{ср}$, следует иметь в виду соотношения

$$\lambda_0 = \lambda_{ср}; \quad \lambda_2 = \frac{1}{3}\lambda_{ср}.$$

Расчетный модуль деформации E_1 податливого слоя определяется по компрессионным кривым и берется средним [31 и пр.] для величин сжатия в относительных единицах $a_{0°}$, соответствующего наибольшему перемещению контура ствола (вкрест простирания) λ_{max}, и $a_{90°}$ — для λ_{min}:

$$2E_1 = \left(\frac{P'}{a_{0°}} + \frac{P''}{a_{90°}}\right), \quad \text{(VII.12)}$$

где P' и P'' — давление по компрессионной кривой, отвечающее сжатию на $a_{0°}$ и $a_{90°}$; $a_i = \frac{\lambda_i}{\Delta}$.

Усилия P' и P'' должны быть больше разрушающих для оболочки. При пользовании формулой (VII.11) учет шарнирности производится как было указано ранее.

Прочность разрушающейся оболочки должна быть достаточной для восприятия давления пород до влияния очистных работ. Давление, соответствующее моменту разрушения оболочки, должно быть меньше допускаемого для несущей крепи.

1. Абрамсон Х. И., Коган В. Г., Цай Т. Н. Возведение и восстановление крепи вертикальных стволов методом безопалубочного бетонирования, вып. 11, изд. ЦБТИ Минтяжстроя СССР, М., 1972. 40 с.

2. Авчян Г. М. Физические свойства осадочных пород при высоких давлениях и температурах. М., «Недра», 1972. 145 с.

3. Сдвижение горных пород при подземной разработке угольных и сланцевых месторождений. М., «Недра», 1970. 224 с. Авт.: А. Г. Акимов, В. Н. Земисев, Н. Н. Кацнельсон и др.

4. Акимов А. Г., Иофис М. А. О размерах целиков для охраны глубоких шахтных стволов в Донбассе. Л., изд. ВНИМИ. 1971, С. 3—12. (Труды ВНИМИ, сб. 83).

5. Акимов А. Г., Козел А. М. Защита вертикальных стволов шахт от влияния очистных работ. М., «Недра», 1969, 129 с.

6. Акимов А. Г., Козел А. М имов А. И. Об охране слепых вертикальных стволов в Донбассе. — «Безопасность труда в промышленности», 1970, № 1, с. 46—48.

7. Александровский] С. В. Температурные напряжения в массивных бетонных блоках от экзотермии цемента. — В кн.: Исследования. Массивные и стержневые конструкции. М., Госстройиздат, 1952. С. 69—103. (Труды НИИ по строительству).

8. О влиянии взрывных работ на несущую способность целиков. — «Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых», 1971, № 2, с. 37—46. Авт.: В. Г. Артемов, В. Г. Зильбершмидт, П. А. Лыхин, А. Б. Правин.

9. Ар]утюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.—Л., Гос. изд. технико-теоретической литературы. 1952. 323 с.

10. Баклашов И. В., Картозия Б. А. Учет технологической неоднородности и анизотропии породного массива при решении вопросов горного давления. — «Шахтное строительство», 1971, № 12, с. 10—14.

11. Баклашов И. В., Руппенейт К. В. Прочность незакрепленных горных выработок. М., «Недра», 1965. 100 с.

12. Применение набрызгбетона на шахтах комбината Ростовуголь. М., изд. ЦНИЭИуголь, 1969. 104 с. Авт. О. Б. Батин, И. Д. Посыльный, Б. И. Кузин, В. Б. Ратинов, Ш. С. Алимов, И. Д. Козаренко.

13. Укрепление горных пород. М., «Недра», 1973. 96 с. Авт. В. Ф. Беляев, М. Е. Певзнер, А. В. Пястолов, М. А. Ревазов.

14. Борецкий М. Опыт польской угольной промышленности в области выемки угля из охранных целиков. М., Внешторгиздат, 1967. 16 с. (Доклад на V международном горном конгрессе).

15. Борисовец В. А. Способ определения характера напряженно деформированного состояния массивов скальных пород вблизи вертикальных стволов. Л., изд. ВНИМИ, 1972, с. 114—117. (Труды ВНИМИ, сб. 85).

16. Борисовец В. А., Иевлев Г. А., Ревзюк Е. Б. Исследование методом фотоупругости влияния технологических неровностей породного контура на распределение напряжений в приконтурной части массива и крепи стволов из набрызгбетона. — «Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых», 1972, № 3, с. 90—94.

17. Борисовец В. А., Козел А. М., Ревзюк Е. Б. Облегченные крепи для вертикальных стволов шахт. Обзор. Серия «Проектирование и реконструкция угольных предприятий». М., Изд. ЦНИЭИуголь, 1972. 40 с.

18. Борисовец В. А., Козел А. М. Напряженно-деформированное состояние пород вблизи подземных горных выработок, сооружаемых буровзрывным способом. — «Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых», 1973, № 1, с. 13—20.

19. Борисовец В. А., Козел А. М. Область применения набрызгбетонной и монолитной бетонной крепи. — «Шахтное строительство», 1974, № 10, с. 19—20.

20. Борисовец В. А., Ревзюк Е. Б., Колдобский Ю. А. Исследование формы поверхности вертикальных стволов в условиях применения крепи из набрызгбетона. — «Проектирование и строительство угольных предприятий», 1971, № 9 (152), с. 17—18.

21. Борисовец В. А., Ревзюк Е. Б. Ускорить внедрение высокоэффективной набрызгбетонной крепи в вертикальных стволах. — «Шахтное строительство», 1971, № 10, с. 9—13.

22. Булычев Н. С Состояние стенок незакрепленного ствола шахты, пройденного бурением. — «Шахтное строительство», 1964, № 10, с. 14—15.

23. Булычев Н. С., Галахов В. В. Давление пород на крепь ствола, пройденного бурением. — «Шахтное строительство», 1967, № 12, с. 18—20.

24. Булычев Н. С., Амусин Б. З., Оловянный А. Г. Расчет крепи капитальных горных выработок. М., «Недра», 1974, 320 с.

25. Бурчаков А. С., Черняк И. Л. О закономерностях деформирования массива пород вокруг одиночных горных выработок. — «Уголь», 1969, № 6, с. 43—46.

26. Бусс Г., Гертрих Ф. Вскрытие шахтного поля «Нордлихт — Вест» и проходка вентиляционного ствола Проспер-9. — «Глюкауф» (русский перевод), 1963, № 3, с. 137—166.

27. Вереда В. С., Юрченко В. К. О соотношении газодинамических зон, трещиноватости углей и температурного режима Донбасса с современными тектоническими движениями. В сб.: «Современные движения земной коры». Вып. 4. М., изд. ВИНИТИ, 1968, с. 80—90.

28. Вихур А. Новые предложения по расчету толщины бетонной крепи стволов шахт в Польше. — «Шахтное строительство», 1973, № 8, с. 26—28.

29. Вопросы теории горного давления. Сб. переводов под ред. проф. П. И. Городецкого и А. А. Борисова. М., Госгортехиздат, 1961, 300 с.

30. Временная инструкция по расчету крепи вертикальных

шахтных стволов вне зоны существенного влияния очистных работ применительно к условиям типа Донбасса. Л., изд. ВНИМИ, 1964. 31 с.

31. Временные указания по проектированию, строительству и эксплуатации крепи и армировки вертикальных стволов угольных шахт в условиях влияния очистных работ. Л. изд. ВНИМИ, 1972. 188 с.

32. «Выбросы породы и газа». Труды I Всесоюзного совещания по проблеме борьбы с выбросами горных пород в глубоких шахтах. Киев, «Наукова думка», 1971. 208 с.

33. Гальченко П. П. Направления улучшения качества и надежности тампонажных работ. — «Шахтное строительство», 1974, № 2, с. 13—15.

34. Результаты исследований напряжений в массиве горных пород. Изв. ВУЗов, «Горный журнал», 1968, № 11, с. 22—25. Авт. П. Я. Галушко, Я. И. Куренков, Ю. К. Френзе, М. А. Халимовский.

35. Глушко В. Т. Проявления горного давления в глубоких шахтах. Киев, «Наукова думка», 1971. 196 с.

36. Грузков В. А., Волков В. А., Ревзюк Е. Б. Некоторые результаты обследования стволов, пройденных методом бурения в Челябинском, Подмосковном и Донецком бассейнах. Л., изд. ВНИМИ, 1964, с. 3—9. (Труды ВНИМИ, сб. 54).

37. Джапаридзе Л. А. О неравномерном загружении деформируемой крепи шахтных стволов. Л., изд. ВНИМИ, 1967, с. 31—42. (Труды ВНИМИ, сб. 67).

38. Джапаридзе Л. А. О статическом расчете крепи вертикального шахтного ствола круглого сечения, загруженной неравномерно распределенной внешней нагрузкой. Л., изд. ВНИМИ, 1967, с. 43—55. (Труды ВНИМИ, сб. 67).

39. Димов А. И., Дерюгин Э. В., Смирнов В. А. Приспособление крепи стволов шахт Донбасса к влиянию очистных работ. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 18—29. (Труды ВНИМИ, сб. 79).

40. Димов А. И., Шевченко Н. П. Результаты натурных измерений нагрузок на крепь ствола после его перекрепления. — «Уголь Украины», 1964, № 12, с. 13—14.

41. Дробышев В. Ф. К вопросу проектирования крепи вертикальных стволов, работающих в режиме вертикальной деформации. — «Проектирование и строительство угольных предприятий», 1965, № 7, с. 62—68.

42. Проявление горного давления в стволах шахт Западного Донбасса. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 93—110. (Труды ВНИМИ, сб. 79). Авт.: В. Ф. Дробышев, О. И. Мельников, В. В. Галахов, В. Н. Рева, Ю. А. Колдобский.

43. Ержанов Ж. С., Айталиев М. М., Масанов К. К. Устойчивость горизонтальных выработок в наклонно-слоистом массиве. Алма-Ата, «Наука» Каз. ССР, 1971. 160 с.

44. Ержанов Ж. С., Айталиев Ш. М., Шилкин П. И. Конструирование и расчет набрызгбетонной крепи. М., «Недра», 1971. 174 с.

45. Ержанов Ж. С., Спиряев А. Я. Напряжения в анизотроп-

ном массиве, ослабленном вертикальной выработкой кругового сечения. — «Вести. АН КазССР», 1963, № 10, с. 76—82.

46. Заславский Ю. З., Зорин А. Н., Черняк И. Л. Расчеты параметров крепи выработок глубоких шахт. Киев, «Техника», 1972. 153 с.

47. Бетонная крепь, технология и механизация ее возведения. Донецк, «Донбасс», 1973. 184 с. Авт.: Ю. З. Заславский, В. П. Киндур, Е. А. Лопухин, Ф. И. Перепичка.

48. Земисев В. Н. Расчеты деформаций горного массива. М., «Недра», 1973. 145 с.

49. Измерение напряжений в массиве горных пород. Материалы 1 семинара 24—25 мая 1967 г. Под общей ред. Т. Ф. Горбачева. Новосибирск, «Наука», 1968. 168 с.

50. Исаков М. Е., Казаченко М. С., Мостков В. М. Определение зоны нарушенных пород в массиве вокруг горных выработок ультразвуковым способом. — «Шахтное строительство», 1967, № 1, с. 8—11.

51. Казакевич Э. В. Крепление вертикальных стволов шахт монолитным бетоном. М., «Недра», 1970. 184 с.

52. Карабак В. А. Опыт выемки угля под сооружениями и водоемами в Анжеро-Судженском каменноугольном районе Кузбасса. Минуглепром СССР. М., Углетехиздат, 1952. 14 с.

53. Карабак В. А. К вопросу отработки запасов угля под северным вентиляционным стволом на шахте 9/15 треста «Анжероуголь». Сб. научных трудов. Вып. 2. Кемерово, изд. Кемеровского горного института, 1956, с. 84—99. (Сборник научных трудов. Вып. 2).

54. Каталог типовых задач механики горных пород по определению зон неупругих деформаций вблизи одиночной выработки на основе фотомеханических исследований. М., изд. ВНИМИ, 1973. 70 с.

55. Каргин Г. В. О подработке вертикальных шахтных стволов Донбасса. Изд. ВНИМИ. Л., 1970, с. 30—37. (Труды ВНИМИ, сб. 79).

56. Китрих Р. Крепление шахтных стволов и отработка охранных целиков. — «Горный конгресс, Том I. № 22. Будапешт, 1960. 18 с.

57. Кожаков Е., Хан В. М., Петров Н. А. Выемка околоствольных целиков на шахте им. Костенко комбината Карагандауголь. В сб.: «Технология и экономика угледобычи». М., «Недра», 1965, № 10, с. 25—27.

58. Козел А. М. Влияние расположения околоствольных выработок на характер нарушения их крепи. Госгортехиздат, М., 1960, с. 177—187. (Труды ВНИМИ, сб. 34).

59. Козел А. М. Опорное давление, как фактор, действующий на стволы и околоствольные выработки. Л., изд. ВНИМИ. 1962, с. 166—194. (Труды ВНИМИ, сб. 46).

60. Козел А. М. Значение касательных сил на внешней поверхности кольцевой монолитной крепи и выбор толщины крепи по заданным неравномерным нагрузкам. Л., изд. ВНИМИ. 1962. С. 143—159. (Труды ВНИМИ, сб. 46).

61. Козел А. М. Устойчивость стенок различно направленных выработок в зависимости от угла падения пород. Л., изд. ВНИМИ, 1963, с. 59—77. (Труды ВНИМИ, сб. 50).

62. Козел А. М. Горное давление и функции крепи в горизонтальных капитальных выработках на глубоких горизонтах. Л., изд. ВНИМИ, 1967, с. 13—71. (Труды ВНИМИ, сб. 63).

63. Козел А. М. Прочность стенок шахтного ствола на сдвиг с учетом плоскостей ослабления на различных глубинах. Л., изд. ВНИМИ, 1968, с. 31—49. (Труды ВНИМИ, сб. 64).

64. Козел А. М. О работе крепи ствола в твердых породах в процессе его эксплуатации. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 222—235. (Труды ВНИМИ, сб. 78).

65. Козел А. М. Геомеханические предпосылки проектирования рациональной крепи глубоких стволов шахт Донбасса. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 126—140. (Труды ВНИМИ, сб. 79).

66. Козел А. М. Конструктивно-технологические меры защиты стволов от влияния очистных работ. Л., изд. ВНИМИ, 1973, с. 90—94. (Труды ВНИМИ, сб. 83).

67. Козел А. М., Акимов А. Г., Дерюгин Э. В., Димов А. И., Смирнов В. А., Ткаченко Л. П. О причинах и характере деформирования стволов шахты № 7 им. Мельникова. — «Уголь Украины», 1971, № 1, с. 46—49.

68. Козел А. М., Акимов А. Г. О возможности отработки запасов угля в околоствольных целиках на шахтах Кузбасса. — «Уголь», 1971, № 10, с. 19—22.

69. Козел А. М., Борисовец В. А., Ревзюк Е. Б. Натурные исследования устойчивости и трещиноватости в незакрепленных вертикальных стволах Донецкого бассейна. В сб.: «Современные вопросы шахтного строительства». Л., изд. ЛГИ, 1971, с. 99—108.

70. Козел А. М., Борисовец В. А., Мельников О. И., Репко А. А., Димов А. И. О состоянии эксплуатируемых стволов шахт Донецкого бассейна. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 144—154. (Труды ВНИМИ, сб. 82).

71. Козел А. М., Борисовец В. А. Напряженное состояние пород, окружающих ствол, с учетом их технологической неоднородности. Л., изд. ВНИМИ, 1973, с. 98—99. (Труды ВНИМИ, сб. 88).

72. Козел А. М., Дерюгин Э. В., Тютерев А. С. О работе крепи ствола с податливым заполнением закрепного пространства. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 147—153. (Труды ВНИМИ, сб. 79).

73. Козел А. М., Джапаридзе Л. А. Расчет крепи ствола с податливым заполнением закрепного пространства. — «Проектирование и строительство угольных предприятий», 1967, № 7. с. 26—29.

74. Козел А. М., Савельев А. И. Опыт отработки околоствольных целиков в условиях пологого падения в Донбассе. — «Уголь», 1973, № 1, с. 54—56.

75. Козел А. М., Хусид М. Б. Влияние деформаций массива на состояние расстрелов и крепи ствола. — «Шахтное строительство», 1971, № 12, с. 14—16.

76. Козел А. М., Хусид М. Б. К вопросу расчета крепи вертикальных шахтных стволов. Л., изд. ВНИМИ, 1970, с. 332—352. (Труды ВНИМИ, сб. 78).

77. Козел А. М., Черных Г. С. Выбор экономически целесообразного варианта охраны шахтных стволов. — «Шахтное строительство», 1972, № 3, с. 10—14.

78. Корнилков В. Н. Опыт выемки околоствольных целиков. Вопросы геологии и горного дела. Свердловск, 1959, с. 152—170. (Труды Свердловского горного института. Вып. XXXIII).

79. Коротков М. В. Охрана вертикальных стволов шахт, разрабатывающих крутопадающие пласты. М., Углетехиздат, 1950, с. 116—130. (Труды ВНИМИ, сб. 22).

80. Кошелев К. В., Трумбачев В. Ф. Повышение устойчивости капитальных горных выработок на больших глубинах. М., «Недра», 1972. 128 с.

81. Кравченко Г. И. Облегченные крепи капитальных выработок. М., «Недра», 1974. 208 с.

82. Крупенников Г. А., Булычев Н. С., Козел А. М., Филатов Н. А. Взаимодействие массивов горных пород с крепью вертикальных выработок. М., «Недра», 1966. 315 с.

83. Крупенников Г. А., Давыдович И. Л., Заславский Ю. З. Горное давление и крепление капитальных выработок при увеличении глубины подземных разработок. В сб.: «Исследование проявлений горного давления на глубоких горизонтах шахт». Л., изд. ВНИМИ 1971, с. 8—23.

84. Крупенников Г. А., Филатов Н. А., Амусин Б. З. Барковский В. М. Распределение напряжений в породных массивах. М., изд. «Недра», 1972. 144 с.

85. Кульбачный А. Н., Волошин Н. Е., Недашковский И. В., Сирота О. Ц. Исследование напряжений в выбросоопасных породах глубоких шахт Донбасса. — «Шахтное строительство», 1967, № 8, с. 8—11.

86. Либерман Ю. М. Напряженное состояние монолитной бетонной крепи. — «Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых», 1971, № 3, с. 119—121.

87. Лопухин Е. А., Шалагин А. М., Марков А. И. Проявление горного давления в капитальных выработках шахт Южного Донбасса. — «Шахтное строительство», 1973, № 8, с. 4—5.

88. Методические указания по определению в полевых условиях пределов прочности горных пород при одноосном сжатии с использованием зубчатых накладок. Л., изд. ВНИМИ, 1972. 37 с.

89. Методическое руководство по расчету крепи капитальных горных выработок. Л., изд. ВНИМИ, 1972. 88 с.

90. Мещеряков Ю. А. Современные движения земной коры. — «Природа», 1958, № 9, с. 15—24.

91. Мещеряков Ю. А. Вековые движения земной коры. Некоторые итоги и задачи исследований. В сб.: «Современные движения земной коры», № 1. М., изд. АН СССР, 1963, с. 7—24.

92. Михалев В. Г., Мюрберг В. К. О долговечности бетонной крепи шахтных стволов. — «Шахтное строительство», 1970, № 5, с. 11—13.

93. Мор Ф. Наблюдения сдвижения горных пород в шахтных стволах вследствие разработки месторождений. — Международный конгресс по горному давлению. Лейпциг, 1958, с. 111—123.

94. Мостков В. М., Воллер И. Л. Применение набрызгбетона при проведении горных выработок. М., изд. «Недра», 1968. 128 с.

95. Мусхелишвили Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М., изд. «Наука», 1966. 705 с.

96. Надеждин А. В. Исследование закономерностей проявления горного давления в вертикальных шахтных стволах комбината «Воркутуголь», с. 36—40. (Труды Сев. отд. института Мерзлотоведения им. В. А. Образцова, вып. 2).

97. Насонов И. Д., Митраков В. И. Химическое упрочнение мелконористых и тонкотрещиноватых пород в горностроительной практике. — «Шахтное строительство», 1973, № 10, с. 23—26.

98. Немец Я. Жесткость и прочность стальных деталей. Сокращенный пер. с чешского под ред. Серенина С. В. М., «Машиностроение», 1970. 528 с.

99. Немчин Н. П. Об учете неупругого разрыхления в теории горного давления. — «Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых», 1971, № 3, с. 13—17.

100. Исследования по определению основных параметров камерно-столбовых систем разработки на рудных месторождениях. Изд. ВНИМИ, Л., 1970, с. 220—238. (Труды ВНИМИ, сб. 76). Авт.: Г. Т. Нестеренко, В. С. Скозобцов, В. Д. Палий, Р. К. Твердовский, В. П. Михеев, Ю. Д. Орлов.

101. Николин В. И., Меликсетов С. С., Берковин И. М. Выбросы породы и газа. М., изд. «Недра», 1967. 81 с.

102. Общие методические положения комплексного исследования проблем горной геомеханики. Л., изд. ВНИМИ, 1970. 334 с. (Труды ВНИМИ, сб. 81).

103. Одесский П. А. Волновые движения земной коры. Л., «Недра», 1972. 208 с.

104. Основные положения по разработке проектов новых и реконструкции действующих угольных шахт Донецкого бассейна на глубоких горизонтах. М., Изд. Центрогипрошахт, 1971. 34 с.

105. Павлова Н. Н. Трещиноватость и разрушение горных пород. М., «Наука», 1970. 96 с.

106. Падуков В. А., Антопенко В. А., Подозерский Д. С. Разрушение горных пород при ударе и взрыве. Л., «Наука», 1971. 160 с.

107. Папюков П. Н. Инженерная геология. Госгортехиздат, М., 1962, 343 с.

108. Петухов И. А. Деформация вертикальных стволов от сдвижения пород по напластованию. — «Шахтное строительство», 1967, № 7, с. 6—11.

109. Петухов И. М. Горные удары на угольных шахтах. М., «Недра», 1972. 221 с.

110. Прокопович И. Е. Влияние длительных процессов на на-

пряженное и деформированное состояние сооружений. М., Гос. изд. литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам. 1963. 260 с.

111. Протосеня А. Г. Определение напряжений и перемещений вблизи незакрепленной выработки с учетом неровностей контура и ползучести пород. Изв. Вузов. «Горный журнал», 1969, № 3, с. 22—27.

112. Протосеня А. Г. Упруго-пластическое распределение напряжений возле кругового отверстия для пластически неоднородной среды. В кн.: «Прикладная механика». т. VIII, вып. 2, 1972, с. 73—78.

113. Проходка шахтных стволов, туннелей и горизонтальных горных выработок. Под ред. Г. И. Мавьковского. М., Госгортехиздат, 1961. 596 с.

114. Проходка шахтных стволов в условиях выбросоопасных пластов. М., «Недра». 1973. 168 с. Авт.: Е. С. Розанцев, А. Н. Умрихин, В. Ф. Карманов, В. И. Николин, Л. П. Петров, Л. Н. Карагодин.

115. Райский В. В., Комиссаров В. В. Исследование в натурных условиях напряженного состояния горных пород на контуре выработки и в глубине массива на глубоких шахтах Донбасса. Л., изд. ВНИМИ, 1967, с. 116—134. (Труды ВНИМИ, сб. 63).

116. Райский В. В., Морозов Г. Д., Гусев В. В. Изучение механического состояния пород в окрестности горных выработок. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 99—104. (Труды ВНИМИ, сб. 82).

117. Рац М. В. Неоднородность горных пород и их физических свойств. М., «Наука», 1968. 105 с.

118. Рейнхард Дж. С., Пирсон Дж. Взрывная обработка металлов. М., «Мир», 1966. 390 с.

119. Репко А. А. Деформация крепи вертикальных стволов № 4 шахты «Комсомолец» и № 6 шахты «Кочегарка» в период их проходки. В кн.: «Сборник трудов по вопросам проявлений горного давления, расчету и охране крепи вертикальных выработок. Л., изд. ВНИМИ, 1962, с. 195—204. (Труды ВНИМИ, сб. 46).

120. Репко А. А. Расчет монолитной бетонной крепи в глинистых породах. Л., изд. ВНИМИ, 1970. С. 141—146. (Труды ВНИМИ, сб. 79).

121. Репко А. А., Козел А. М. О расчете оптимальной податливости крепи вертикальных шахтных стволов. Л., изд. ВНИМИ, 1974, с. 76—78. (Труды ВНИМИ, сб. 91).

122. Рогинский В. М. Расчет прочности закрепления железобетонной штанговой крепи. — «Проектирование и строительство угольных предприятий», 1966, № 3, с. 37—39.

123. Рогинский В. М. Проектирование и расчет железобетонной штанговой крепи. М., «Недра», 1971, 80 с.

124. Рукин В. В., Руппенейт К. В. Механизм взаимодействия обделки напорных тоннелей с массивом горных пород. М., «Наука», 1969. 160 с.

125. Самойловский М. Б., Шмонов К. С. О толщине крепи стволов шахт Кузбасса. Вопросы горного давления, вып. 15. Новосибирск. Изд. СО АН СССР, 1962, с. 92—105.

126. Сверженский В. П., Положай Г. Г., Богодеров М. А. Приближенная оценка прочности пород по глубине залегания и метаморфизма. — «Уголь Украины», 1963, № 6, с. 19—21.

127. Влияние буровзрывных работ на физико-механические свойства пород законтурного массива. — «Шахтное строительство», 1974, № 4, с. 16—17. Авт.: П. В. Сдобников, Е. М. Курчин, П. А. Панков, В. В. Першин.

128. Штанговая крепь. М., «Недра», 1965. 328 с. Авт.: В. Н. Семевский, В. М. Волжский, О. В. Тимофеев и др.

129. Спегирев Ю. Д., Вяльцев М. М. Долговечность крепи вертикальных стволов шахт. М., «Недра», 1973. 160 с.

130. Ставрогин А. Н. Прочность и деформация горных пород. Дисс. на соиск. учен. степ. докт. техн. наук. Ин-т физики Земли им. О. Ю. Шмидта АН СССР, М., 1968. 35 с.

131. Станкус В. М., Димов А. И. Выемка околоствольных целиков на шахте № 9/15 комбината Кузбассуголь. — «Уголь», 1971, № 6, с. 35—37.

132. Тарапов П. Я. и др. Контурное взрывание в угольных шахтах. Донецк, «Донбасс», 1972. 88 с.

133. Тюрин К. М., Сычев А. С., Прагер В. А., Зинченко В. Я. Обеспечение податливости крепи стволов, подверженных влиянию очистных работ. М., изд. ИГД им. А. А. Скочинского, 1972, с. 66—76. (Труды ВНИИОМШС, вып. 21).

134. Фисенко Г. Л. Устойчивость бортов карьеров и отвалов. М., «Недра», 1965. 377 с.

135. Фисенко Г. Л. О взаимодействии крепи и пород в капитальных горных выработках. Л., изд. ВНИМИ, 1971, с. 265—273. (Труды ВНИМИ, сб. 82).

136. Формберг Е. Выемка целиков каменноугольной шахты в особо трудных условиях. Труды международного совещания по вопросам горного давления. Эссен (ФРГ), 1956, с. 187—195.

137. Ханукаев А. Н. Энергия волн напряжений при разрушении пород взрывом. М., Госгортехиздат, 1962. 199 с.

138. Харитонов В. Н. К вопросу о влиянии динамических напряжений на развитие выбросов породы. — «Уголь», 1973, № 3, с. 62—65.

139. Христиановнч С. А., Шемякин Е. И. О динамической сжимаемости прочных горных пород и металлов. — «Прикладная механика и теоретическая физика», 1964, № 3, с. 9—15.

140. Цилосани З. Н. Усадка и ползучесть бетона. Тбилиси, изд. АН Грузинской ССР, 1963, 174 с.

141. Чорняк П. Л. Механизм деформаций пород вокруг капитальных и подготовительных выработок глубоких шахт. В кн.: «Проблемы реологии горных пород». Киев, «Наукова думка», 1970, с. 240—244.

142. Шатилов В. А. Внезапные подпятия и выбросы пород на шахтах. Киев, «Техника», 1972. 135 с.

143. Шаумян Л. В. Физико-механические свойства массивов скальных горных пород. М., «Паука», 1972. 119 с.

144. Шпикернагель Г. Профилактические мероприятия по контролю за состоянием старой тюбинговой крепи стволов, преимущественно в зонах влияния очистных работ. — «Глюкауф», № 3, 1969 (русский перевод). с. 2—10.

145. Юревич Г. Г., Беляков В. Д., Севастьянов Б. Н. Охрана горных выработок от воздействия взрывов. М., «Недра», 1972. 136 с.

146. Bals R. Der Abbau von Shachtsicherheitspfeilern «Mitteilungen aus dem Markscheidewesen, 54, 1943. 54—87.

147. Boresky M., Rumarskj W., Romanowjcz E., Rycers M., Rytlarz T. Doswiadczenia z eksploatacji w. filarze ochronnym szybu. — «Przeglad Górniczy», 1970, N 3. 111—119.

148. Brjx V., Brothánek J., Černy J. Podrubani výdušne jámy č. 2. Doly Rudý řijem porubem ve sloji Karel. — «Uhli», 1969, № 5, 168—173.

149. Brothánek J., Černy J. Dobývání ochranných pilířů v Polske lidové republicke. — «Uhli», 2, 1964. 67—69.

150. Caguot A., Kerisel J. Traié de Mécanique des Sols. Garithier — Villars. Paris, 1949. c. 232.

151. Déngel V., Ženč M. Některé výsledky vyzkumu vlivi rubání v ochranném pilíři těžni jámy Doly Jan Maria v OKR — «Uhli», 1962, № 7. 227—231.

152. Gremmler E. Erfarungen beim Abbau der Sicherheitspfeilers des Neu-Schachtes der Grube Maria bei Aachen sowie der Gustavschächte der Grube Velson im Saarland. — «Glückauf», 1958, № 19/20. 635—646.

153. Karol Wicislo. Odksztalcenia ruru szybcwej na skutek eksnloatacji pokladu welge w filarze szybowym. — «Przeglad Górniczy», 1963, № 7. 291—295.

154. Kostrz J. Zaberpieczenie szybu Rosalia Kop. Siemionowice pezed wplywami eksploatacji pokladu 510. — «Przeglad Gorniczy», 1967, № 7. 393—397.

155. Kowalski A., Wolany J. Przyklad analizy eksploatacji w filarze szybowum w swietle winików obserwacji geodezyjnych. — «Przeglad Górniczy», 1972, № 12. 591—597.

156. Link H. Über die Bemessung des Schachtausbaus und seine Beanspruchung durch Abbauwirgungen bei verwendung von Stahltubbingen. — «Bergbau — Archiv», Bd. 16, H. 1, 1955. 3—23.

157. Mohr F. System Gebirge — Ausbau im Schacht beim Abbau des Schachtsicherheitspfeilers. — «Bergbauwissenschaften», 1965, № 19/20. 425—433.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Глава I. Общее состояние и основные причины повреждения вертикальных стволов в обычных горно-геологических условиях 7

§ 1. Результаты обследования состояния стволов в Донбассе 7
§ 2. Состояние и причины повреждения стволов в других районах СССР 19
§ 3. Состояние стволов на больших глубинах 29
§ 4. Классификации условий проходки, поддержания и состояния стволов 34

Глава II. Напряженно-деформированное и механическое состояние массивов пород вблизи вертикальных стволов вне зоны влияния очистных работ 42

§ 5. Анализ представлений о напряженно-деформированном и механическом состоянии массивов пород 42
§ 6. Результаты исследований 58
§ 7. Анализ результатов исследований 80

Глава III. Оценка устойчивости пород и условия работы крепи вертикальных стволов вне зоны влияния очистных работ 95

§ 8. Анализ методов расчета устойчивости пород 95
§ 9. Новые предложения по определению устойчивости пород 99
§ 10. Условия работы и роль крепи в стволах, пересекающих толщу прочных и устойчивых пород 108
§ 11. Условия работы и роль крепи в стволах, сооружаемых в обычных горно-геологических условиях 120
§ 12. Анализ результатов исследований 139

Глава IV. Выбор условий поддержания и методы расчета крепи стволов вне зоны влияния очистных работ 142

§ 13. Обеспечение условий рационального поддержания и выбор применяемых типов крепи в обычных условиях 142
§ 14. Примеры применения рекомендаций по рациональному выбору крепи стволов 152
§ 15. Область применения и эффективные условия работы крепи стволов в обычных условиях 163
§ 16. Расчет набрызгбетонной крепи стволов 168
§ 17. Расчет штанговой и комбинированной крепи стволов . . . 175
§ 18. Расчет однослойной крепи стволов 180
§ 19. Расчет крепи стволов с учетом реологических свойств бетона 186

Глава V. Состояние массивов пород и условия работы крепи в стволах при влиянии очистных работ 197

§ 20. Состояние и деформации вмещающих ствол пород 197
§ 21. Условия поддержания стволов 203
§ 22. Результаты наблюдений 205
§ 23. Воздействие пород на ствол 211
§ 24. Оценка опасности деформаций ствола и пород 216

Глава VI. Защита стволов от влияния очистных работ 224
§ 25. Меры защиты стволов 224
§ 26. Выемка околоствольных целиков 246

Глава VII. Обеспечение поддержания и методы расчета крепи стволов, подверженных влиянию очистных работ 267

§ 27. Обеспечение рационального поддержания и выбор крепи 267
§ 28. Примеры применения рекомендаций по мерам защиты в отечественной практике 271
§ 29. Расчеты крепи и определение параметров специальных мер защиты 275

Список литературы 282

АТОМ МИХАЙЛОВИЧ КОЗЕЛ
ВЛАДИМИР АЛЕКСАНДРОВИЧ БОРИСОВЕЦ
АНАТОЛИЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ РЕПКО

Горное давление и способы поддержания вертикальных стволов

Редактор издательства Э. Е. Непаглядова
Техн. редакторы О. Ю. Трепенок, Л. Н. Шиманова
Переплет художника А. Е. Чучкапова
Корректор Г. Г. Большова

Сдано в набор 4/XI 1975 г. Подписано в печать 26/II 1976 г. Т-01679.
Формат 60 × 90¹/₁₆. Бумага книжн.-журн. Печ. л. 18,5, Уч.-изд. л. 19,84.
Тираж 3000 экз. Заказ 618/5055-9. Цена 1 р. 15 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, д. 1/19.

Ленинградская типография № 6 Союзполиграфпрома Государственного комитета Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
196006, Ленинград, Московский пр., 91.

УВАЖАЕМЫЙ ТОВАРИЩ!

В издательстве «Недра» готовятся к печати новые книги

ОСУШЕНИЕ месторождений при строительстве железорудных предприятий. 20 л. с ил., 3000 экз., 1 р. 30 к. в пер. Авт.: Оксанич И. Ф., Берсенев В. С., Гордон А. Б. и др.

В книге дана оценка гидрогеологических и инженерно-геологических условий разработки месторождений полезных ископаемых, рассмотрена технология осушения и водопонижения, освещены технико-экономические основы проектирования систем осушения железорудных месторождений со сложными гидрогеологическими условиями, изложены основные принципы выбора расчетных схем осушения и методы гидрогеологических расчетов.

Приведены сведения о новых технических средствах осушения и указаны пути повышения эффективности систем осушения шахтных и карьерных полей, а также промышленных площадок горнорудных предприятий.

Книга предназначена для инженерно-технических работников горнорудных предприятий, шахтостроительных организаций и проектных институтов горного профиля.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ угольных шахт. 27,5 л. с ил., 6000 экз., 1 р. 64 к., в пер. Авт.: Станченко И. К., Петренко Е. В., Свирский Ю. И. и др.

Книга написана на основе многолетнего опыта авторов в строительстве, проектировании и экспертизе проектов угольных шахт. В ней всесторонне освещены процессы составления проектов угольных шахт и обобщены результаты научно-исследовательских работ в области проектирования. Дан подробный анализ организации проектирования и экспертизы проектов, приведены основные руководящие материалы и нормативные документы, освещены вопросы определения сметной стоимости строительства шахт и экспертизы проектно-сметной документации. Показана роль проектов в техническом перевооружении угольной промышленности, а также освещены основные направления дальнейшего повышения качества проектных решений.

Книга предназначена для широкого круга работников проектных и шахтостроительных организаций и может быть полезна читателям, интересующимся вопросами проектирования строительства новых и реконструкции действующих шахт угольной промышленности.

ТРУПАК Н. Г. Специальные способы проведения горных выработок. Учебное пособие. Изд. 3, перераб. и доп. 25 л. с ил., 6000 экз., 1 р. 12 к. В пер.

В книге рассмотрены способы проведения горных выработок в водоносных и газоносных горных породах с применением забивной и опускной крепей, проведение выработок под сжатым воздухом, искусственное понижение уровня подземных вод, тампонирование трещиноватых горных пород, химический и электрохимический способы закрепления горных пород, бурение шахтных стволов и замораживание горных пород. Приведены методы расчетов и примеры практического применения специальных способов проведения горных выработок.

Во втором издании в отличие от первого расширены теоретические основы специальных способов, рассмотрены вопросы восстановления и реконструкции горных выработок.

Книга предназначена в качестве учебного пособия для горных вузов и факультетов, а также может быть использована инженерно-техническими работниками, занимающимися вопросами проектирования и проведения горных выработок в сложных горно-геологических и гидрогеологических условиях.

ЦАЙ Т. Н., КОСЕНКОВ Е. Д. Строительство высотных сооружений на поверхности шахт. 15 л. с ил., 3000 экз., 96 к., в пер.

В книге обобщен и систематизирован опыт строительства высотных сооружений на поверхности шахт. Освещены строительные особенности объемно-планировочных и конструктивных решений башенных копров и силосных хранилищ, возводимых из монолитного железобетона и в каркасно-металлическом исполнении. Приведены факторы, влияющие на выбор эффективных организационно-технологических решений по возведению башенных копров и силосных хранилищ. Обоснованы принципы выбора решений по строительству копров различных конструктивных типов. Рассмотрены вопросы проектирования организации и технологии строительных работ, возведения высотных сооружений в зимний период, герметизации конструкций, а также вопросы техники безопасности. Освещен зарубежный опыт строительства башенных копров и силосных хранилищ, приведены технико-экономические показатели.

Книга предназначена для инженерно-технических работников, занимающихся проектированием и строительством предприятий на поверхности шахт.

Интересующие Вас книги Вы можете приобрести в местных книжных магазинах, распространяющих научно-техническую литературу, или заказать через отдел «книга—почтой» магазинов:

№ 17 — 199178, Ленинград, В. О., Средний проспект, 61
№ 59 — 127412, Москва, И-412, Коровинское шоссе, 20

Издательство «Н Е Д Р А»