

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ  
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ВЫСШЕЕ УЧЕБНОЕ ЗАВЕДЕНИЕ  
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**



**А.Е. ЯНКИН**

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ БУРОВЗРЫВНОЙ  
ТЕХНОЛОГИИ ПРОВЕДЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ  
ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОДНЫХ  
ОБНАЖЕНИЙ И КРЕПИ**

**МОНОГРАФИЯ**

**Днепропетровск  
НГУ  
2016**

УДК 622.283+622.236

ББК 33.15

Я 62

Рекомендовано вченою радою Державного вищого навчального закладу «Національний гірничий університет» (протокол № 3 від 11 березня 2016 р.).

Рецензенти:

*С.В. Борщевський* – д-р техн. наук, професор, завідувач кафедри будівництва шахт і підземних споруд Донецького національного технічного університету;

*С.П. Мінець* – д-р техн. наук, професор, завідувач відділу керування динамічними проявами гірського тиску Інституту геотехнічної механіки ім. М. С. Полякова НАН України.

**Янкін А.Е.**

Я 62 Совершенствование параметров буровзрывной технологии проведения вертикальных стволов для повышения устойчивости породных обнажений и крепи / А.Е. Янкин ; М-во образования и науки Украины, Нац. горн. ун-т. – Дніпропетровськ : НГУ, 2016. – 139 с.

ISBN 978–966–350–599–2

Представлены результаты исследований в направлении совершенствования параметров буровзрывной технологии проведения вертикальных стволов, выполненных с целью повышения устойчивости породных обнажений и прочности монолитной бетонной крепи. Описан анализ величины переборов внешнего контура крепи, толщины и формы крепи, качества оконтуривания стен ствола. Рассмотрены вопросы влияния геометрических, технологических и геомеханических факторов на прочность бетонной крепи и породного контура ствола. Предложена новая схема отбойки пород с уступной формой забоя, позволяющая повысить качество оконтуривания стен ствола и уменьшить разрушение боковых пород. Решение задач выполнено с использованием вероятностно-статистических и численных моделей.

Монография рассчитана на научных и инженерно-технических работников, которые занимаются вопросами обеспечения длительной устойчивости и совершенствования технологии сооружения вертикальных стволов шахт, аспирантов, докторантов и студентов горных специальностей.

УДК 622.283+622.236

ББК 33.15

ISBN 978–966–350–599–2

© О.Є. Янкін, 2016

© Державний ВНЗ «НГУ», 2016

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	5
<b>ГЛАВА 1</b>	
<b>ПОДДЕРЖАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК ГОРНОДОБЫВАЮЩИХ ПРЕДПРИЯТИЙ</b> .....	6
1.1. Состояние угольной промышленности Украины, основные проблемы и перспективы развития.....	6
1.2. Строительство стволов, как неотъемлемая составляющая эффективного развития горнодобывающей промышленности Украины.....	8
1.3. Современное состояние стволов горнодобывающих предприятий, особенностей конструкции и технологии их сооружения .....	13
1.4. Поддержание и проектирование вертикальных стволов шахт .....	17
1.5. Учет случайной нагрузки при проектировании крепи стволов.....	24
<b>ГЛАВА 2</b>	
<b>НЕОДНОРОДНОСТЬ БЕТОНА КАК МАТЕРИАЛА КРЕПИ СТВОЛОВ</b> .....	30
2.1. Бетон как строительный материал: структура и свойства.....	30
2.2. Анализ результатов исследований по неоднородности бетона.....	33
2.3. Лабораторные исследования степени неоднородности бетона .....	37
2.3.1. Подготовка образцов. Постановка эксперимента.....	37
2.3.2. Методика испытаний и определение прочности на сжатие образцов .....	38
2.3.3. Результаты лабораторных испытаний .....	41
2.3.4. Испытания бетонных образцов, приготовленных в лабораторных условиях.....	46
<b>ГЛАВА 3</b>	
<b>СОСТОЯНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТОЛОВ. СТЕПЕНЬ ВЛИЯНИЯ ВНЕШНИХ ФАКТОРОВ НА ЗАПАС ПРОЧНОСТИ БЕТОННОЙ КРЕПИ СТОЛА</b> .....	49
3.1. Общие положения по оценке качества проектируемой бетонной крепи стволов.....	49
3.2. Величины переборов внешнего контура крепи стволов .....	52
3.2.1. Постановка задачи .....	52
3.2.2. Характеристика величины переборов при выемке пород.....	53
3.3. Запас прочности монолитной бетонной крепи ствола .....	60
3.3.1. Основные положения метода группового учета аргументов .....	60
3.3.2. Генерация моделей с использованием алгоритма МГУА.....	62
3.3.3. Адаптация алгоритма МГУА к решению задачи вероятностной оценки коэффициента запаса устойчивости крепи ствола .....	64
3.3.4. Результаты аналитических исследований и математические модели .....	67

<b>ГЛАВА 4</b>	
<b>ВЛИЯНИЕ СЛУЧАЙНЫХ ФАКТОРОВ НА УСТОЙЧИВОСТЬ КРЕПИ СТВОЛА</b> .....	73
4.1. Общие сведения .....	73
4.2. Обзор результатов аналитических исследований, посвященных учету влияния формы контура ствола на величину нагрузки на крепь .....	74
4.3. Влияние формы внутреннего и внешнего контура вертикального ствола на устойчивость крепи .....	83
4.3.1. Численный метод исследований и программный комплекс.....	84
4.3.2. Постановка задачи.....	85
4.3.3. Численные исследования и их результаты.....	89
<b>ГЛАВА 5</b>	
<b>НОВАЯ СХЕМА ВЗРЫВНОЙ ОТБОЙКИ ПОРОД ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ ШАХТ.</b> .....	99
5.1. Основные положения и параметры технологии буровзрывных работ при проведении вертикальных стволов .....	99
5.2. Оценка механизма и характера разрушения приконтурного массива пород после выполнения взрывных работ в стволах .....	102
5.3. Новый способ взрывной отбойки пород при проведении вертикальных стволов .....	107
5.4. Численные исследования НДС призабойной части массива при выполнении буровзрывных работ .....	111
5.5. Производство буровзрывных работ в вертикальных стволах с применением нового способа отбойки пород.....	120
5.6. Экономическая эффективность от использования рекомендаций по совершенствованию технологических параметров при проходке ствола...	125
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b> .....	127
<b>ПЕРЕЧЕНЬ ССЫЛОК</b> .....	128

## ВВЕДЕНИЕ

Дальнейший рост добычи угля в Украине, даже без строительства новых шахт, предполагает увеличение площади шахтных полей, подготовку более глубоких горизонтов, вовлечение в отработку законсервированных запасов. Интенсификация очистных и горнопроходческих работ, применение более производительного оборудования вызывает необходимость увеличения площади сечения выработок, производительности подъема, объемов подаваемого воздуха для нормального проветривания, увеличивает потребность откачки воды из шахты. Комплексно решить проблемы транспорта, вентиляции, водоотлива шахт и еще одного запасного выхода можно только за счет сооружения новых стволов.

Проектирование крепи вертикальных стволов основано на положении, что крепь при действующих на нее нагрузках не должна разрушаться. Реальная нагрузка на крепь характеризуется не только закономерной составляющей, но и случайной. Эта нагрузка зависит от многих факторов, но основными являются горно-геологические условия, прочностные параметры крепи, а также технология проходки и крепления ствола.

Основной технологической схемой при проведении вертикальных стволов в настоящее время является совмещенная с применением буровзрывного способа разрушения пород и крепью из монолитного бетона. В результате буровзрывных работ в боках ствола образуются значительные неровности контура, приводящие к неравномерности нагрузки на крепь, отклонениям толщины, увеличению объема выдаваемой из ствола породы и перерасходу бетона при возведении крепи.

Фактическая прочность бетона также характеризуется как случайная величина и требует соответствующего учета при проектировании крепи.

В методике расчета параметров крепи указанные случайные величины, могут быть учтены средним значением отклонений и изменчивостью. Зависимости этих величин от основных влияющих факторов, позволят вносить соответствующие изменения в технологические параметры проходки для минимизации объемов разрушаемой породы и применяемого бетона без снижения прочности крепи.

Таким образом, установление закономерностей изменения случайных факторов, определяющих устойчивость породных обнажений и прочность монолитной бетонной крепи с целью совершенствования параметров технологии проведения вертикальных стволов по совмещенной схеме проходки является актуальным научно-техническим заданием.

В написании отдельных параграфов книги принимали участие докт. техн. наук Е.А. Сдвижкова (3.2), канд. техн. наук Д.В. Бабец (3.3), докт. техн. наук С.Н. Гапеев (4.3), докт. техн. наук А.В. Солодянкин (5.3 - 5.5).

# ГЛАВА 1

## ПОДДЕРЖАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК ГОРНОДОБЫВАЮЩИХ ПРЕДПРИЯТИЙ

### 1.1. Состояние угольной промышленности Украины, основные проблемы и перспективы развития

В современном мире энергетика играет одну из главных ролей. Основной составляющей топливно-энергетического комплекса Украины, учитывая структуру запасов органического топлива (рис. 1.1), является угольная промышленность. Уголь при этом является не только основным сырьем, как топливо, но и определяет развитие других отраслей промышленности. Кроме того, огромные запасы угля в Украине являются гарантом энергетической безопасности страны. Эти факторы и предопределяют необходимость дальнейшего развития угольной отрасли.

Прогнозные запасы угля составляют 117,5 млрд. тонн, в том числе разведанные – 56 млрд. тонн. При нынешнем уровне потребления этого достаточно для поддержания добычи в течение более 400 лет [1, 2].

Длительный период добыча угля оставалась на уровне 72...80 млн. тонн. С 2010 года, благодаря введению новых, более действенных рычагов в повышении эффективности производства в отрасли, объем добычи угля возрос. Уже в 2011 г. он составил 82 млн. тонн, а в 2012 г. – рекордный уровень за последние 10 лет – 86 млн. тонн [3-5].

Не смотря на то, что на сегодня отечественная угольная промышленность полностью удовлетворяет имеющийся спрос на угольную продукцию тепловых электростанций и теплоцентралей, населения и других потребителей, в структуре внутреннего потребления органического топлива существует дисбаланс со структурой природных запасов. Так, например, доля электроэнергии, производимой с использованием угольной продукции, в Украине составляет 26 % против 58 % в Германии, 70 % в Китае и 90 % в Польше.

При условии активного развития угольной промышленности Украина может стать действительно независимым в части энергообеспечения государством. Однако из-за недостаточных капиталовложений в предыдущие годы угольная отрасль нашей страны имеет самый старый среди стран СНГ шахтный фонд.

С 1991 по 2012 г. производственная мощность угледобывающих предприятий уменьшилась со 192,8 до 85,9 млн. т в год, или почти в 2,2 раза (рис. 1.2). Начиная с 1995 года новые шахты практически не строились. В настоящее время около 95 % угольных предприятий уже 20 лет не реконструировались, 7 %

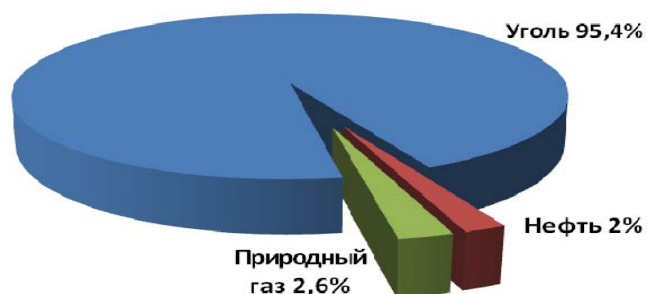


Рис. 1.1. Структура запасов органического топлива в Украине [1]

шахт имеют срок службы до 30 лет, 29 % работают более 30 лет, 40 % эксплуатируются более 50 лет, а 24 % – свыше 70 лет [6].

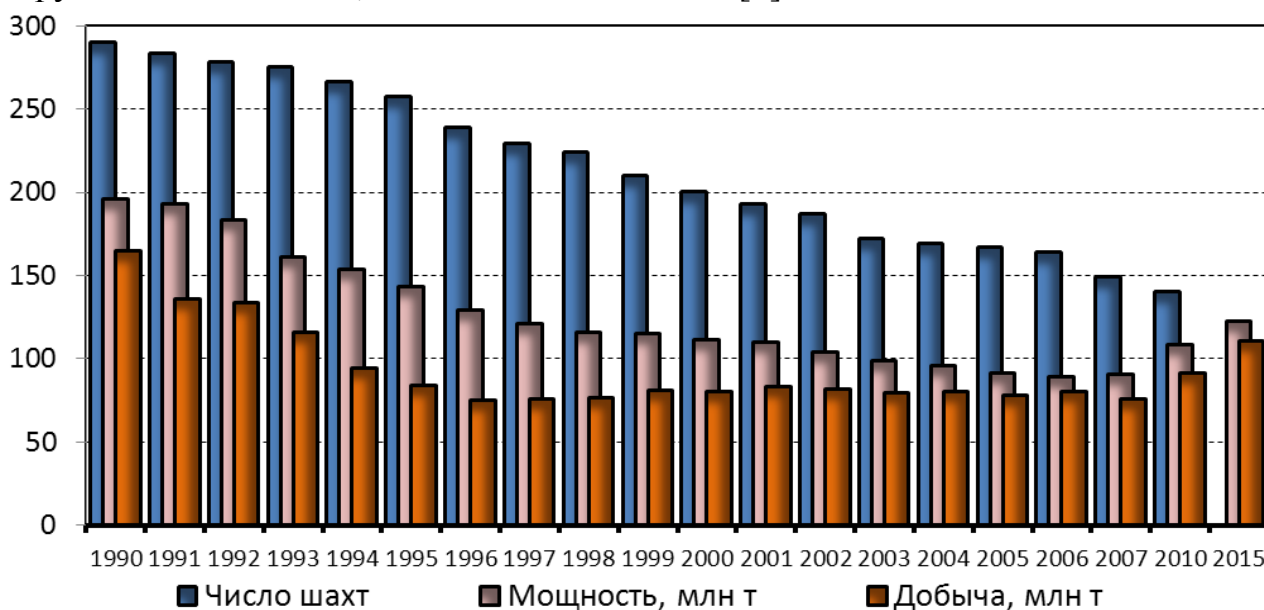


Рис. 1.2. Динамика изменения производственного потенциала угольных шахт Украины

Объемы государственного инвестирования в восстановление шахтного фонда недостаточны, а предприятия в основном нерентабельны и не могут самостоятельно финансировать инвестиционные проекты.

В рамках реализации Программы экономических реформ на 2010-2014 гг. для повышения эффективности угледобывающих предприятий производится дальнейшая приватизация отрасли, применение механизма государственно-частного партнерства, передача в аренду или концессию.

Сегодня негосударственный сектор, в состав которого вошли лучшие угледобывающие предприятия, объединяя 54,2 % производственных мощностей отрасли, обеспечил за 6 месяцев 2013 г. 72,4 % общеукраинской угледобычи.

Все негосударственные предприятия рентабельные, уровень использования производственной мощности в среднем достиг более 90 %, а производительность труда рабочего по добыче угля в 2...3 раза выше, чем на государственных шахтах.

Планы развития угольной промышленности изложены в Энергетической стратегии Украины до 2030 г. с учетом имеющегося потенциала. Так, проектная мощность всех угледобывающих предприятий Украины составляет 122 млн. тонн, производственная – только 86 млн. тонн. Учитывая освоение мощностей, только государственный сектор имеет резерв наращивания объемов добычи 15,4 млн. т. Это потребует огромных финансовых вложений, составляющих 46,6 млрд. грн, в том числе 26 млрд. – капитальных затрат. В конечном счете, добыча угля в Украине может возрасти на 15 млн. тонн в год с одновременным выводом отрасли на самоокупаемость. При этом объемы добычи энергетического угля составят около 75 млн. тонн в год, что достаточно для полного обеспечения внутреннего спроса со стороны электроэнергетики и других потреби-

телей. Для достижения поставленных целей в Стратегии развития отрасли предусмотрены три этапа:

Первый – реформирование угольной отрасли (2010-2015 гг.);

Второй – осуществление частными инвесторами активной модернизации шахт (2015-2020 гг.);

Третий – стабильного роста отрасли (2020-2030 гг.).

И если первый этап связан в основном с проблемами реформирования отрасли, то второй и третий этапы непосредственно определяют необходимый уровень добычи угля на базе современной техники и технологий при научном сопровождении работ и комплексном использовании угольных месторождений.

Одной из важнейших составляющих повышения объемов добычи угля и эффективности ведения горнодобывающих работ является сооружение стволов. И речь не идет о строительстве новых шахт, хотя такие планы и намечались на ближайшие годы [7, 8].

## **1.2. Строительство стволов, как неотъемлемая составляющая эффективного развития горнодобывающей промышленности Украины**

Сооружение вертикальных стволов в первую очередь связывают со строительством новых горнодобывающих предприятий. Как было показано выше, новое строительство в ближайшие годы не предусмотрено. В то же время стратегией развития угольной промышленности намечено повышение добычи угля. Спецификой горнодобывающих предприятий является то, что даже поддержание их производственных мощностей требует подготовки и введения в работу новых очистных забоев. А наращивание и дальнейшее развитие горных работ предполагает, по сути, новое строительство.

Реализация предстоящих планов базируется на использовании существующих запасов шахт путем увеличения площадей шахтных полей, подготовки новых, более глубоких горизонтов, вовлечения в отработку законсервированных запасов, или тех, которые ранее считались экономически невыгодными.

Одновременно происходит интенсификация очистных и горнопроходческих работ за счет применения более производительных механизированных комплексов, внедрения струговой выемки угля, конвейерного транспорта, более мощных проходческих комбайнов, совершенствования организации труда и др.

Увеличение добычи угля на действующих предприятиях, в том числе и за счет интенсификации подготовительных и очистных работ вызывает необходимость увеличения площади поперечного сечения выработок и их протяженности, производительности подъема, как угольного, так и породного, повышения объемов подаваемого воздуха для обеспечения нормального проветривания и снижения концентрации метана в очистных и подготовительных забоях, увеличивает водоприток и потребность откачки воды из шахты. Все это требует выполнения большого объема работ по сооружению комплекса выработок и не только подготовительных, но и вскрывающих, в том числе и вертикальных стволов.



Следует отметить, что для государственных предприятий, реализация планов капитального строительства является сложной задачей, обусловленной финансовыми ограничениями. Однако ведущие частные угольные компании не испытывают таких трудностей.

Вот лишь некоторые примеры реализации стратегических и текущих планов угольных компаний.

ПАО «ДТЭК Павлоградуголь» является мощным современным объединением, которое ориентируется на интенсивный путь развития и повышения объемов добычи угля на базе новейших техники и технологий. В рамках реализации стратегии развития шахт объединением планируется комплекс мероприятий. В частности:

- по мере приближения сроков отработки существующих запасов на отдельных шахтах готовится прирезка запасов смежных полей и свободных участков, что приведет к удаленности ведения горных работ и увеличению глубины разработки;
- внедрение чешских высокопроизводительных механизированных комплексов «Ostroy» с комбайнами MB-410E и MB-444, что приведет к увеличению суточной нагрузки на очистной забой до 2000-2200 т/сут;
- внедрение струговой технологии очистных работ установкой производства BUCYRUS DBT на ПСП «Шахта Степная», что увеличит нагрузку на забой до 3000-3300 т/сут;
- строительство 5 вентиляционных и воздухоподающих скважин с целью обеспечения выработок расчетным количеством воздуха и повышения уровня безопасности ведения горных работ на прирезаемых участках шахтных полей, расположенных на значительном удалении от стволов;
- реконструкция угольного комплекса ш. им. Героев космоса» с увеличением пропускной способности до 3 млн. тонн в год, ввиду того, что в настоящее время угольный подъем работает в максимально нагруженном режиме при мощности 2,3 млн. тонн в год, тем более, что шахта строилась с производительностью 1,5 млн. тонн в год.

В целом по ПАО «ДТЭК Павлоградуголь» нагрузка на очистной забой в течение пяти лет возрастет на 56% – с 1260 т/мес до 1963 т/мес., за счет модернизации имеющегося парка машин, внедрения высокопроизводительной техники нового поколения отечественного и импортного производства, внедрения новой технологии крепления горных выработок. По отдельным шахтам показатели роста ещё более значительны. Например, на шахте «Западно-Донбасская» – 94%; «Павлоградская» – 81%, «Днепровская» – 78% [9].

ПСП «Шахта Степная» ПАО «ДТЭК Павлоградуголь» планирует отработку запасов на прирезаемом к шахтному полю участка за Богдановским сбросом. Проектом предусмотрено сооружение комплекса капитальных выработок, включающий наклонный квершлаг, магистральные откаточные и вентиляционные штреки и вертикальную выработку – гезенк диаметром 7 м для спуска угля, породы, людей и оборудования, а также для целей вентиляции.

ПСП «Шахта им. Героев космоса» ПАО «ДТЭК Павлоградуголь» в настоящее время подготавливает к отработке запасы на гор. 470 м, а также Моро-

зовского участка шахтного поля, удаленного от центральных стволов. Эта шахта уникальна в сравнении с другими шахтами Западного Донбасса по своим сложным горно-геологическим условиям. Слабые вмещающие породы, высокое горное давление, склонность кровли к обрушению уже в забое выработки, пучение пород почвы, техногенная и геологическая нарушенность предопределили необходимость применения для крепления капитальных и основных подготовительных выработок высококонесущих конструкций металлической крепи с обязательным тампонажем закрепного пространства.

Эффективное выполнение тампонажа закрепного пространства выработок возможно только при своевременной доставке большого объема материалов для приготовления твердеющих смесей: цемента, песка и глины. В настоящее время производительность подъема по стволу не обеспечивает бесперебойную поставку всех компонентов тампонажных растворов. Перспектива отработки запасов угля на удаленных от ствола участках при большой газоносности шахты (сверхкатегорная по газу метану) добавит ещё одну проблему – обеспечение пропуска необходимого количества воздуха по стволу для проветривания очистных забоев.

В плане строительства новых стволов, при отсутствии финансирования со стороны государства, следует отметить появление крупных инвесторов, вкладывающих собственные средства (ООО ДТЭК, АП «Шахта им. А.Ф. Засядько», шахта «Красноармейская-Западная № 1»).

В рамках стратегии развития шахты на период до 2030 г. ПАО «ДТЭК Шахта «Комсомолец Донбасса» реализует проект по увеличению мощности предприятия до 5300 тыс. тонн в год. Исходя из условий вовлечения в отработку новых площадей запасов разрабатываемых пластов  $l_7$ ,  $l_4$  и  $l_3$  с целью ввода дополнительной и восполнения выбывающей линии очистных забоев, и связанной с этим необходимостью усовершенствования схемы вентиляции для обеспечения надежного проветривания шахты в указанном проекте обоснована необходимость сооружения комплекса воздухоподающего ствола № 4.

Проектируемый ствол предусматривается диаметром в свету 7,0 м и глубиной 1032,9 м. Основные функции воздухоподающего ствола № 4: спуск-подъем людей, материалов, подача свежей струи воздуха, запасной выход.

Наибольший объем по сооружению новых стволов в последние годы за счет собственных средств выполнен АП «Шахта им. А.Ф. Засядько».

Шахта была сдана в эксплуатацию в 1958 г. с проектной мощностью 1,2 млн тонн. Позже была объединена с двумя другими шахтами небольшой мощности, а в 1999 г. к полю шахты им. А.Ф. Засядько были прирезаны дополнительные запасы Кальмиусского рудника. В 1998 г. ее годовая добыча составила 3 млн. тонн, в 2001 г. – 4 млн. тонн, что для существующего комплекса подземных выработок уже было завышено. Введение в эксплуатацию 2-х фланговых стволов позволяло шахте довести мощность до 5 млн. тонн и повысить безопасность труда шахтеров. Количество воздуха, подаваемого в шахту увеличивалось на 6000 м<sup>3</sup>/мин, температура в забоях снижалась на 8°C. Протяженность движения людей и доставки материалов к местам работы сокращалась на 4 км. Появлялись условия для постоянной работы двух

высоконагруженных лав, что обеспечивало стабильную жизнь шахты на 15-20 лет и перспективу дальнейшего развития горных работ.

Характеристика новых стволов:

– воздухоподающий ствол № 2 (ВПС № 2) – диаметр ствола в свету – 7 м, глубина 1267 м. Ствол проходил с устойчивыми среднемесячными темпами 100 м/мес. Впервые в истории украинского шахтного строительства ствол указанных параметров был оснащен и пройден за 20 месяцев, в том числе за 10 месяцев 2001 года было пройдено 1002 м ствола [10, 11];

– восточный вентиляционный ствол № 2 (ВВС № 2) – диаметр ствола в свету – 6,5 м, глубина 1010 м. Оснащение и проходка ствола были выполнены в период с сентября 2002 по октябрь 2003 г. с достижением в апреле 2003 г. наивысших месячных темпов в Украине за годы ее независимости – 130 м/мес;

– восточный вентиляционный ствол № 3 (ВВС № 3) – диаметр ствола в свету – 7 м, глубина 1220 м. Оснащение и проходка ствола были выполнены в период с июля 2002 по октябрь 2004 г.

Однако эти же результаты можно интерпретировать и другим образом. Сооружение 2-х стволов на одной площадке с развитием комплекса протяженных горизонтальных и наклонных выработок практически означает пуск в работу новой шахты, мощностью 1,0...2,0 млн. тонн.

Ещё одним примером нового строительства за счет инвестиций и собственных средств предприятия является сооружение воздухоподающего ствола № 2 на шахте «Красноармейская-Западная № 1». Диаметр ствола в свету – 8 м, глубина 890 м. Время строительства: август 2001 – февраль 2004 г. Строительство было обусловлено необходимостью улучшения проветривания действующих выработок шахты, уменьшения транспортных расходов по доставке в шахту людей, материалов, оборудования, выдачи породы.

Новый воздухоподающий ствол диаметром в свету 8 м и глубиной 986 м пройден на шахте «Краснолиманская» в 2004-2005 гг. по тем же причинам – необходимость улучшения проветривания удаленных от центральных стволов выработок и очистных забоев шахты, уменьшения транспортных расходов по доставке в шахту людей, материалов, оборудования, выдачи породы.

Данные о всех стволах, проведенных на действующих предприятиях компанией ОАО "Трест Донецкшахтопроходка" за годы независимости Украины приведены в табл. 1.1 [12].

Приведенные примеры доказывают, что средства, выделяемые на оборудование для очистных забоев действующих шахт, не дают и не могут дать отдачу, так как своевременно не выполняются подготовительные работы, в том числе по сооружению вертикальных стволов.

Необходимо понимать, что, несмотря на сегодняшние высокие технико-экономические показатели работы шахт, в перспективе при отсутствии инвестирования крупных средств в капитальное строительство их может ожидать постепенное затухание. Возросшие в последние годы интенсивность отработки запасов угля, объемы проведения подготовительных выработок, протяженность поддерживаемых выработок, абсолютная метанообильность неуклонно приведут к тому, что шахты уже в ближайшие годы будут испытывать колоссальный

дефицит воздуха и необходимость обеспечить удаленные участки, блоки, крылья шахтных полей близко расположенными спуском-подъемом людей, материалов, оборудования, выдачей породы и водоотлива. Эти проблемы могут быть успешно решены только при помощи сооружения новых фланговых стволов.

И ещё об одном аспекте, подчеркивающим актуальность и неизбежность выполнения работ по сооружению вертикальных стволов, поднятом авторами работы [13]. Вскрытие новых горизонтов реконструируемых или новых блоков современных шахт требует сооружения вентиляционных и воздухоподающих стволов на флангах или блоках. Функции этих стволов проектом сведены к минимуму – вентиляция и запасной выход. Ещё более узкими по назначению являются вентиляционные или воздухоподающие скважины.

Требования к ним Правил безопасности минимальные, и стволы оборудуются одним подъемом без лестничного отделения. Однако опыт показывает, что заложенные функции стволов эксплуатацию не удовлетворяют.

Фланговые стволы располагаются на расстоянии 3...5 км от центральных и на такое же расстояние они ближе к месту ведения горных работ, поэтому целесообразнее по ним опускать-выдавать материалы, породу, оборудование, а подчас и людей, откачивать воду, обеспечивать энергоснабжение. В результате с началом эксплуатации фланговых стволов начинается их переоборудование во вспомогательные. Кроме этого, отсутствие лестничного отделения не дает возможности сразу оценить последствия аварий и немедленно приступить к ее ликвидации, поскольку требуется много времени на оборудование специальных ремонтных подъемов для осмотра ствола. Наличие в скиповом стволе шахты «Должанская-Капитальная» лестничного отделения позволило сразу же после аварии оценить ее последствия, наметить план ликвидации и приступить к его осуществлению.

Важность наличия ещё одного запасного выхода невозможно переоценить в случае аварии, когда в подземных выработках оказываются отрезанными от земной поверхности люди. Этот аргумент убедительно доказали события по ликвидации аварии и спасению людей в 2010 году на шахте Сан-Хосе (Чили), где произошёл обвал породы. В результате этого 33 горняка оказались замурованными в течение 69 дней на глубине около 700 м и в 5 км от входа в шахту [14]. Спасение горняков стало возможным благодаря бурению скважины диаметром 0,71 м (по выполняемым функциям – грузо-людского ствола). Спасательная операция обошлась Чили в 22 миллиона долларов.

В связи с этим авторами [13] для возможности более эффективного использования вертикальных стволов после ввода их в эксплуатацию по окончании строительства предлагается:

- одиночные фланговые и блочные вентиляционные стволы проектировать как многоцелевые;
- вертикальные стволы, оборудованные многоканатными подъемами, как скиповые, так и вспомогательные в обязательном порядке должны оснащаться лестничными отделениями;

– все вертикальные стволы в процессе строительства и эксплуатации должны быть оснащены в соответствии с проектом оборудованием для возможности выполнения плановых, аварийных и спасательных работ, которые могут возникнуть в процессе эксплуатации.

Таким образом, дальнейшее увеличение добычи угля, даже без строительства новых шахт, предполагает большой объем по сооружению вертикальных стволов.

### **1.3. Современное состояние стволов горнодобывающих предприятий, особенностей конструкции и технологии их сооружения**

Современная угольная шахта является сложнейшей производственной структурой, ритмичность деятельности которой зависит от множества факторов, в том числе, от состояния комплекса подземных горных выработок. Основная роль в этом комплексе принадлежит шахтному стволу.

Вертикальный шахтный ствол является одним из основных звеньев в технологической системе горнодобывающего предприятия в период его строительства и эксплуатации до окончания отработки месторождения, а в отдельных случаях (в настоящее время эта концепция рассматривается для всех существующих объектов горнодобывающего комплекса) и после отработки, когда ствол и околоствольные выработки используются для нужд народного хозяйства. Известны стволы с длительностью эксплуатации более 100 лет [15].

Строительство стволов характеризуется повышенной сложностью и трудоемкостью производства работ, что обусловлено некоторыми особенностями: постоянно изменяющейся глубиной, стесненными условиями выполнения большинства технологических процессов, необходимостью применения сложного и часто перемещающегося по высоте подвесного горнопроходческого оборудования, наличием постоянно увеличивающихся с глубиной притоков воды в забой, сложным режимом работы подъемов и проветривания и другими факторами. Различное сочетание этих факторов оказывает существенное влияние на скорости строительства стволов и шахты в целом.

Последующее поддержание стволов во время эксплуатации также связано с преодолением ряда трудностей:

1. Расположение участков ствола в породах с различными свойствами, в т.ч. малопрочных, пластичных, трещиноватых или разрушенных, а также в породах, содержащих подземные воды, часто агрессивные.

2. Часто стволы располагаются над разрабатываемым участком залежи, в связи с чем на них влияют последствия различных технологических процессов. Так, крупномасштабные осушительные мероприятия, неизбежные при освоении месторождений типа Яковлевского, Южно-Белозерского железорудных месторождений (Россия), а также большие объемы выемки полезных ископаемых, вызывают оседание поверхности и сдвигание пород массива.

Информация  
о стволах, сооруженных ОАО "Трест Донецкшахтопроходка" с 1990 по 2011 годы

Наименование шахты	Назначение ствола	Местоположение	Диаметр, м	Глубина, м	Годы строительства	
					Начало	Окончание
Коммунист	Клетевой ствол №2	г. Харцызск	6.5	490	Октябрь 1991	Октябрь 2003
Белозерская	Главный №4	г. Белозерск	7.0	569	Июль 1992	Июль 2005
Бутовка-Донецкая	Скиповой*	г. Донецк	7.0	1240	Май 2000	Октябрь 2002
им. Засядько	Воздухоподающий №2	г. Донецк	7.0	1265	Октябрь 2000	Февраль 2003
Красноармейская- Западная №1	Воздухоподающий №2	г. Красноармейск	8.0	890	Июль 2002	Сентябрь 2008
им. Засядько	Вост. вентиляц. №2	г. Донецк	6.5	1080	Ноябрь 2002	Июль 2005
им. Засядько	Вост. вентиляц. №3	г. Донецк	7.0	1230	Август 2003	Июль 2006
Прогресс	Клетевой ствол №2	г. Горез	7.5	1362	Июнь 2003	Ноябрь 2009
Краснолиманская	Воздухоподающий №1	г. Родинское	8.0	1142	Февраль 2004	Сентябрь 2008
Красноармейская- Западная №1	Вент. скважина**	г. Красноармейск	4.0	589	Июль 2004	Декабрь 2005
Красноармейская- Западная №1	Скиповой №2	г. Красноармейск	8.0	857	Апрель 2005	Февраль 2010
Рудник "Удачный"	Скиповой	пос. Удачный (Якутия, Россия)	9.0	1070	Апрель 2006	Ноябрь 2009
им.Бажанова	Воздухоподающий №7***	г. Макеевка	8.0	1395	Июнь 2007	Ноябрь 2010

Примечания: \* – консервация на отметке 97 м;

\*\* – расширение скважины;

\*\*\* – консервация на отметке 32 м.

3. Необходимость отработки запасов полезных ископаемых, залегающих на больших глубинах и в сложных горно-геологических условиях, существенно ухудшает возможность, как проходки, так и последующего поддержания и требует учета дополнительных факторов.

В комплексе работ по строительству горнодобывающих предприятий сооружение вертикальных стволов находится на критическом пути, являясь единственной вскрывающей месторождение выработкой. Продолжительность строительства стволов составляет до 50-60 % от общей продолжительности строительства объекта (на момент сдачи в эксплуатацию), стоимость – 40-60% сметной стоимости всего строительства, при этом стоимость материалов, применяемых при возведении крепи, достигает 85-87 % общей стоимости ствола [16, 15-23].

По данным НИИОМШС [24] на шахтах Украины эксплуатируется 688 вертикальных стволов, причем лишь 20 шахт (8%) введены в эксплуатацию менее 20 лет тому назад, а 95 (38%) работают с довоенных времен. Средняя глубина разработки в Донбассе составляет около 800 м, на 38 шахтах (15%) горные работы ведутся на глубинах 1000–1400 м, а максимальная – достигает 1600 м [24, 25], что существенно усложняет эксплуатацию стволов.

Большинство угольных шахт Донбасса вскрыты центральными, центрально отнесенными или фланговыми вертикальными стволами. Глубина которых колеблется от 120...150 м (для вентиляционных стволов, проходимых у верхней технической границы) до 1100...1300 м (для главных, вспомогательных и воздухоподающих стволов), а диаметры в свету – от 4,5 до 8,0 м, в зависимости от назначения ствола и производственной мощности шахты.

Бетонная крепь в вертикальных стволах остается доминирующей крепью, на основе которой стремятся разработать новые технологии поддержания стволов (рис. 1.3). Участки стволов со сложными горно- и гидрогеологическими условиями (рыхлые, неустойчивые, сильно обводненные породы), проходимые специальными способами строительства, закреплены тубинговой крепью (металлические или железобетонные тубинги) или комбинированными многослойными крепями (сталебетонные, чугунобетонные и т.д.).

Монолитным бетоном в угольной промышленности крепят 98 % стволов, в горнорудной – 95 %, в горнохимической – 60 % [26, 27-30]. Такая тенденция имеет место и в зарубежной практике [31-35]. Наиболее широкое распространение получила бетонная крепь класса В 15...25 по прочности и толщиной 300...500 мм.

К достоинствам монолитной бетонной крепи относят комплексную механизацию работ по возведе-

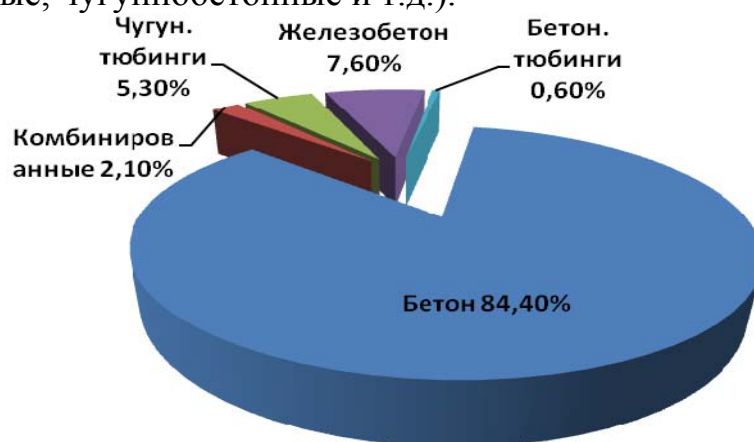


Рис. 1.3. Процентное соотношение видов крепи, распространенных в Донбассе [36, 37].

нию крепи; высокую производительность труда проходчиков при креплении; хорошую сцепляемость крепи с породными стенками ствола; малое аэродинамическое сопротивление; использование местных материалов (песок, щебень) для ее возведения; большой срок службы и огнестойкость.

Следует отметить, что несмотря на то, что комбинированная крепь является более ресурсосберегающей и экономичной, она до сих пор не получила большого распространения, и ее доля составляет не многим более 2%. Это связано с тем, что методологическая база для выбора комбинированных крепей вертикальных стволов ещё недостаточно разработана.

Детальная оценка условий работы крепи стволов в [38, 39] показывает, что в целом сохраняются большие перспективы применения монолитной бетонной крепи в глубоких стволах шахт. Крепи повышенной прочности необходимы для крепления стволов, прежде всего в некоторых районах Донбасса с большой глубиной разработки, а также во всех случаях пересечения стволами обводненных рыхлых и пластичных пород.

В отечественной практике вертикальные шахтные стволы в основном проходят буровзрывным способом по совмещённой технологической схеме (рис. 1.4), при которой опалубку для возведения бетонной крепи устанавливают на взорванную породу, что исключает необходимость временной крепи [40, 41].

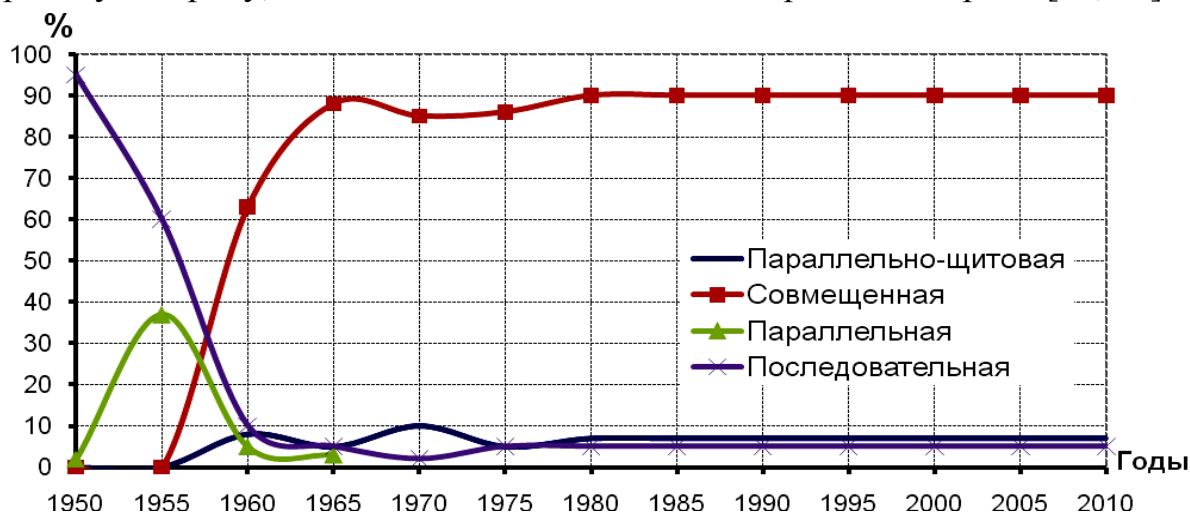


Рис. 1.4. Объемы применения технологических схем проходки вертикальных стволов в Украине [16].

Изредка осуществляется скоростная проходка стволов по параллельно-щитовой технологической схеме, при которой бетонную крепь возводят с проходческого полка. Защита проходчиков на забое осуществляется по этой схеме щитом-оболочкой, подвешенным к полку или лебедкам на поверхности.

При ведении проходческих работ с помощью высокопроизводительного подъема и эффективных средств механизации достигается скорость проходки стволов по совмещённой схеме до 200, а при параллельно-щитовой до 400 м/мес.

Надежность работы стволов должна сохраняться на всех стадиях их строительства и эксплуатации. При этом степень надежности прямо зависит от полноты учета многочисленных факторов в принятых методиках расчета, спо-



собах подбора элементов конструкций, технологии проходки и крепления ствола. Это позволит обеспечить длительную функциональность ствола без капитальных ремонтов и перекреплений, осуществление которых в условиях эксплуатации угольных шахт весьма затруднительно и в некоторых случаях требует не только прекращения работы подъемов в стволах, но и остановки работы всей шахты.

#### **1.4. Поддержание и проектирование вертикальных стволов шахт**

Значительный вклад в исследование процессов проходки, крепления и поддержания стволов внесены работами ВНИМИ, НИИОМШСа, ЦНИИподземмаша, Южгипрошахта, Днепргипрошахта, Донгипрошахта, ДонУГИ, ИГТМ им. Н.С. Полякова НАН Украины, КузНИИшахтстроя, Кривбасспроекта, ДИОСа, НИИГМ им. М.М. Федорова, УкрНИМИ НАН Украины, Шахтспецстроя, НИГРИ, учебными вузами: ДонНТУ, НГУ, ДонГТУ, МГГУ, ТулПИ, Новочеркасским политехническим институтом и др.

В основе современной школы проходки вертикальных стволов лежат труды Покровского Н.М., Тюркяна Р.А., Миндели Э.О., Стоева И.С., Малиованова И.С., Меликестова С.С., Петренко Е.В. и др. Благодаря их исследованиям и организационной деятельности были разработаны и внедрены современные надежные и высокопроизводительные технологические схемы и комплексы оборудования для проходки стволов, что позволило организовать скоростные проходки, превышающие мировые достижения.

Большой вклад в выбор, расчет и проектирование крепи вертикальных стволов внесены работами Борисовца В.А., Борщевского С.В., Бульчева Н.С., Дрибана В.А., Дружко Е.Б., Заславского Ю.З., Кóзела А.М., Крупенникова Г.А., Левита В.В., Протосени Л.Г, Руппенейта К.В., Федунца Б.И., Фотиевой Н.Н., Ягодкина Ф.И. и др.

Современная школа специальных способов проходки создана работами Насонова И.Д., Кипко Э.Я., Должикова П.Н., Трупака Н.Г., Полозова Ю.А., Федюкина В.А., Шуплика М.Н. и др.

Вместе с тем, с увеличением мощности проектируемых шахт, увеличением диаметров стволов и повышением скоростей движения сосудов, а также – с разработкой более глубоких горизонтов и освоением новых месторождений, в т.ч. находящихся в сложных инженерно-геологических условиях, с ростом влияния очистных работ и техногенной нарушенности окружающего массива, вопросы проектирования длительной устойчивости стволов остаются актуальными.

По данным обследования 58 вертикальных стволов шахт Центрального района Донбасса общей протяженностью около 55 км, практически все они имеют деформации крепи (преимущественно бетонной) и армировки, а около 15 % из них подлежат постоянному ремонту [42].

В результате длительных наблюдений за состоянием более 200 глубоких вертикальных стволов Донбасса, выполненного УкрНИМИ установлено, что более половины из них имеют повреждения крепи и армировки различной сте-

пени тяжести [43-46]. Сведения о нарушенности глубоких вертикальных стволов Украинского Донбасса приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Данные о нарушенности глубоких вертикальных стволов Украинского Донбасса

Объединение	Количество глубоких стволов		Процент нарушенных стволов
	всего	в т. ч. нарушенных	
Донецкуголь	24	12	50
Красноармейскуголь	14	11	79
Макеевуголь	16	4	25
Павлоградуголь	4	2	50
Краснодонуголь	14	4	29
Луганскуголь	8	5	63
Первомайскуголь	12	8	75
Лисичанскуголь	2	1	50
Стахановуголь	11	10	90
Артемуголь	26	16	62
Орджоникидзеуголь	13	9	69
Дзержинскуголь	14	11	70
Торезантрацит	9	2	22
Шахтерскуголь	10	4	40
Донбассантрацит	5	2	40
Антрацит	4	-	-
Ровенькиантрацит	4	-	-
Свердловантрацит	6	1	17
<b>ИТОГО</b>	<b>194</b>	<b>102</b>	<b>53</b>

Наибольший процент нарушенных стволов приходится на объединения, разрабатывающие крутопадающие пласты, а также на объединения со сложными горно- и гидрогеологическими условиями (Красноармейскуголь, Луганскуголь). В большинстве случаев повреждения крепи происходят под влиянием комплекса причин, основными из которых являются влияние очистных работ и сопрягающихся со стволом выработок.

Следует, однако, отметить, что состояние стволов, характеризуемое понятием «удовлетворительное» не означает оптимальности их параметров конкретным условиям. 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, приведенные в [47], свидетельствуют о том, что в большинстве случаев грузонесущая способность крепи стволов является завышенной и не соответствует конкретным ус-

ловиям, а также прямому ее назначению. Это приводит к существенному удорожанию и увеличению сроков строительства стволов. Так, общее состояние крепи и примеры поддержания стволов антрацитовых районов Донбасса показывают, что в подавляющем большинстве случаев крепь здесь играет роль облицовки, не несущей нагрузок и является средством изоляции породных стенок от воздействия эрозии и случайных вывалов отдельных кусков пород в выработку.

Техника и технология крепления стволов монолитным бетоном хорошо освоена. Однако состояние стволов на многих шахтах Украины, закрепленных этой крепью, неудовлетворительное. НИИОМШС обследовал около 200 стволов с деформированной крепью и установил следующие причины нарушения крепи: некачественный бетон (27 %), уменьшение толщины крепи ниже проектной (11,5 %), коррозия бетона (27 %), обмерзание ствола (19,2 %), расколка крепи из-за недостаточных зазоров (11,5 %), низкая несущая способность крепи (3,8 %) [22, 48]. Поэтому необходимо совершенствовать весь комплекс работ по креплению, включая уточнение методики расчета параметров крепи, что обеспечит повышение качества крепи стволов.

Удельный вес причин нарушений крепи вертикальных стволов на ряде обследованных шахт Донбасса представлен в табл. 1.3 [15]. Как видно из таблицы, немаловажную роль в возникновении повреждений крепи и армировки стволов играют технологические нарушения, допускаемые как в период проходки и крепления ствола, так и во время эксплуатации подъемного комплекса.

Таблица 1.3

Характеристика причин повреждения крепи стволов

Причины повреждений крепи стволов	Стволы с повреждениями			
	На шахтах Российского Донбасса		На шахтах Украинского Донбасса	
	шт	%	шт	%
Влияние очистных выработок	1	8	75	35
Влияние сопрягающихся со стволом выработок	3	25	78	36
Неблагоприятные горно- и гидрогеологические условия	2	16	25	12
Нарушения технологии проведения, крепления и поддержания стволов, неудовлетворительное качество крепи	6	50	38	17

Кроме того, на несоответствие параметров монолитной бетонной крепи стволов проектным характеристикам, и как следствие, на ухудшение качества крепи, оказывает влияние несовершенство самой технологии буровзрывных и бетонных работ в стволе (отклонение центра и стенок ствола от проектного положения, спуск бетона по трубам в глубоких стволах и снижение его качества, неточная центровка и установка опалубки, износ опалубки, т.е. изменение ее

проектной формы и размеров и др.) [49, 50].

Технология крепления стволов со спуском бетона по трубам предусматривает применение литых смесей, что отрицательно влияет на прочность и однородность бетона или требует завышенного расхода цемента [51].

При проектировании крепи вертикальных стволов необходимо учитывать условия их сооружения и поддержания, обусловливаемые инженерно- и гидрогеологическими, горнотехническими и технологическими факторами. При этом в связи с широким разнообразием этих условий и факторов в обязательном порядке должны рассматриваться различные варианты проектных решений.

Однако практика проектирования и строительства стволов недостаточно отвечает этому требованию. Почти повсеместно применяют в основном лишь монолитную бетонную крепь, а недостаточно обоснованные технические и технологические решения проектов ещё более осложняют условия поддержания стволов, что приводит к необходимости многочисленных, трудоемких и дорогостоящих ремонтов и перекреплений которые часто выполняют в течение всего периода эксплуатации ствола.

Так, расходы на ремонт крепи четырех стволов на Запорожском железорудном комбинате (ЗЖРК-1) за первые 10-15 лет их эксплуатации составили в ценах до 1990-х годов около 4 млн. руб., что равно примерно стоимости строительства одного ствола. Нарушение тубинговой крепи разной степени отмечаются в этих стволах до настоящего времени. Ещё большие затраты потребовались на непрерывный ремонт стволов в течение десятков лет в Центральном Донбассе и некоторых других районах при влиянии очистных работ.

Детальная качественная и количественная оценка условий поддержания стволов не сводится лишь к перечислению различных факторов, которые иногда неправильно увязывают с причинами разрушения крепи (высокое горное давление, влияние очистных работ и т.п.), а является анализом обстановки, технологических и инженерных решений, их соответствия условиям взаимодействия крепи с окружающим массивом, необходимости регулирования этого взаимодействия.

Отмеченные выше недостатки и причины нарушений крепи проявляются различным образом во времени, в разных районах имеют свой вес и значения факторов, определяющих условия поддержания. Так, нагрузки на крепь заметно возрастают, начиная с глубин стволов порядка 500-700 м (в зависимости от района), при этом возникают условия, вызывающие выдавливание слабых слоев пород, особенно в зонах опорного давления [52].

Ведущим специалистом в области проектирования стволов шахт А.М. Козелом отмечается, что на определенном этапе применение более обоснованных расчетов крепи, рекомендаций по обеспечению устойчивости сопряжений крепи с осадочными швами, а также перехода на построение предохранительных целиков для глубоких стволов по граничным углам дали положительные результаты. Число стволов, нарушенных под влиянием очистных работ в Центральном Донбассе и других районах, уменьшилось к началу 1980-х годов вдвое.

В то же время возникли характерные нарушения бетонной крепи наиболее глубоких стволов теперь уже в основном на пологом падении, в слабых породах и чаще всего при оконтурировании предохранительных целиков очистными работами. Вновь обострилась проблема поддержания сопряжений горизонтальных выработок со стволами на глубоких горизонтах. Эти явления связаны с ухудшением по мере увеличения глубины устойчивости окружающих ствол пород, обусловленное развитием зон неупругих деформаций пород и зависящее от относительной прочности пород в массиве.

Условия устойчивости пород с глубиной ухудшаются весьма интенсивно. Например, оценка по 17 глубоким стволам шахт производственных объединений Донецкуголь, Макеевуголь, Красноармейскуголь дает до глубины 600 м долю неустойчивого и весьма неустойчивого состояния (по методике СНиПа) не более 5 %, а в среднем около 1 %. В интервале глубин 600-1000 м эта доля возрастает до 37 %, в среднем при 70-80% по некоторым стволам на отдельных стометровых интервалах. На глубинах свыше 1000 м уже соответственно 52 и 100%.

Установлено, что наблюдающиеся разрушения крепи наиболее глубоких стволов обусловлены тремя основными факторами.

1. Ухудшением условий устойчивости пород.
2. Непосредственным воздействием на крепь деформаций пород при усилившемся влиянии очистных работ.
3. Плохим качеством бетона, подаваемого по трубам и снижением его прочности в агрессивной среде.

Следует отметить, что повреждение крепи, возникающее под влиянием очистных работ, ещё не свидетельствует о неэффективности принятых мер охраны. Оно может быть следствием некачественно уложенного бетона. Для бетона с пониженной прочностью в 2 раза против обычного рядового разрушающие деформации составляют всего порядка 0.5 мм/м при установленном нормальном уровне порядка 1 мм/м.

Наряду с этим отсутствие разрушения крепи также ещё не свидетельствуют о правильности данного технического решения, поскольку неизвестен фактический резерв несущей способности крепи. В данном случае не учитывается, что в проектах необходимо предусматривать определенный уровень надежности, в частности нормативный коэффициент перегрузки, запас прочности бетона в его расчетном сопротивлении. Например, возникло мнение о достаточной проектной толщине бетонной крепи (500 мм) для ствола одной из шахт, поскольку существующий там ствол имеет такую крепь. Расчет показал, что для заданных условий (прочность пород 20...40 МПа, коэффициент ослабления пород 0.2...0.3) ожидаемая нагрузка на глубине 1000 м составляет с некоторым запасом 1.5 МПа. Расчетная несущая способность крепи указанной толщины составляет только 0.7 МПа. Но предельная, или разрушающая нагрузка – 1.6 МПа. Результат расчета объясняет факт сохранности крепи ствола и одновременно свидетельствует о малой ее надежности в данных инженерно-геологических условиях.

Учитывая изложенное выше, необходимо комплексно оценивать конкретные ситуации, выяснять реальные ресурсы несущей способности крепи. И правильно отмечается в работе [53], что упрощенные визуальные оценки состояния стволов могут создавать различные мнения, которые не следует обобщать. Методические положения по оценкам состояния стволов и причин их нарушения содержатся в Руководстве по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи, а ряд полезных рекомендаций – в работе [53].

Результаты многочисленных исследований и опыта поддержания в настоящее время охватывают множество самых разных случаев работы крепи:

- влияние одностороннего и двустороннего вывалов на концентрацию напряжений и смещения контура ствола [54];
- влияние неравномерного давления массива пород по периметру ствола, от сдвижения осадочных пород по наклонной поверхности руднокристаллического тела на деформации бетонной крепи и элементов армировки [53, 55-57];
- влияние структурного фактора массива – его сланцеватости [58];
- влияние повышенного опорного давления, вызванного частичной отработкой околоствольного целика при наклонном залегании пород (со стороны падения пластов ( $\alpha = 58^\circ$ ) [59] и др.

Анализ результатов этих исследований показывает, что в основном крепь стволов в той или иной степени испытывает влияние неравномерной нагрузки, учет которой при проектировании параметров крепи обязателен [60].

В целом ряде случаев влияние неравномерной нагрузки на крепь стволов можно учесть в расчетной схеме применяя традиционные аналитические решения.

Впервые неравномерная нагрузка на крепь ствола была принята в расчетной схеме Фебером. Им же было введено понятие коэффициента неравномерности нагрузок на крепь:

$$\omega = 1 + \frac{1}{\varepsilon}, \quad (1.1)$$

( $\varepsilon$  – константа внешней нагрузки), и показано, что с увеличением коэффициента неравномерности несущая способность крепи уменьшается.

В дальнейшем идея Фебера была развита и усовершенствована в методиках расчета нагрузки на крепь в работах О. Домке [61] и Ф. Мора [62]. Значение коэффициента неравномерности принималось незначительным: О. Домке рекомендовал принимать для расчетов  $\omega = 0,15$  для малых глубин и  $\omega = 0,1$  для больших. Ф. Мор принимал  $\omega = 0,05 \dots 0,1$ .

В дальнейшем Г. Линк, рассматривая расчетную схему, предложенную Ф. Мором, ввел и касательную нагрузку, которая при принятой им схеме распределения внешних сил усиливает неравномерность радиальной, увеличивает изгибающие моменты и перерезывающие силы [63].

В 1950-х годах немецкие ученые и проектировщики (Ф. Мор, Ф. Ванслебен, Г. Линк), развивая идеи О. Домке, разработали методику расчета крепи стволов с дополнительными неравномерными нагрузками уже с учетом

водопритоков [63, 64]. Максимальная ордината дополнительной нагрузки, согласно Ф. Мору, составляет 5...10 % от равномерной основной нагрузки.

Рассматривая механизм появления дополнительных неравномерных нагрузок Г. Линк и Ф. Ванслебен отмечают, что деформации крепи ствола препятствуют окружающие породы, которые создают пассивный отпор и снижают неравномерность нагрузки.

При этом, применяя разные рассуждения и подходы к определению величины нагрузок на крепь, Г. Линк получает два решения, в одном из которых неравномерность нагрузок зависит только от характеристик крепи, в другом – от свойств массива пород и не зависит от крепи. Тем не менее, Г. Линк считал, что правильным для расчета величины дополнительной неравномерной нагрузки является сочетание обоих рассмотренных подходов [65].

Среди отечественных исследований, следует отметить работы Крытова Г.М. [66], предложившего методику расчета крепи стволов при влиянии активной нагрузки с учетом пассивного отпора пород с учетом неравномерности их распределения.

Целый ряд методик расчета крепи был основан на результатах натурных измерений нагрузок на крепь стволов. Большой объем натурных исследований величины горного давления в стволах был выполнен учеными ВНИМИ под руководством Г.А. Крупенникова [67, 68], который предложил характеризовать степень неравномерности нагрузок на крепь стволов коэффициентом вариации  $V$ .

Величина этого коэффициента неравномерности  $V$  по данным измерений в условиях Донбасса составила 0,5...0,9.

При определении расчетных значений нагрузок по предложенной Крупенниковым Г.А. методике, отношение расчетных максимальных нагрузок к средним составляет 2,5...3,7, то есть значительно превосходит степень неравно-мерности нагрузок, которая принималась ранее при расчете крепи стволов.

Анализ этих результатов и уточнение расчетных допущений, в частности:

– в качестве расчетных приняты суммарные нагрузки без деления их на активные и пассивные;

– на контакте крепи и пород принято предложенное Крупенниковым Г.А., Булычевым Н.С. и Козелом А.М. [68-71] условие «жесткого» закрепления точек внешнего контура сечения крепи, которое предполагает отсутствие тангенциальных перемещений, позволили получить адекватное решение для компонентов напряжений в крепи. При этом было установлено, что касательные напряжения имеют противоположное направление, как первоначально предполагалось Г. Линком. Более того, они не усиливают, а наоборот, снижают действие неравномерной радиальной нагрузки, значительно снижая изгибающие моменты в радиальных сечениях крепи.

В результате этого решения была получена окончательная формула для определения толщины крепи:

$$d = R_0 \left( \sqrt{\frac{R_{np}}{R_{np} - 2p_{\max}}} - 1 \right). \quad (1.2)$$

Методика ВНИМИ [72] прошла широкую апробацию и была принята при определении параметров крепи стволов в условиях Донбасса. В настоящее время она практически без изменений используется в действующей в Украине нормативной методике [73].

В работе [74] рассмотрены два случая возникновения неравномерных нагрузок на крепь стволов: некоторая овальность внутреннего контура крепи и неравнокомпонентность напряжений в окружающем ствол упругом массиве пород. Эллиптичность крепи в результате неточности изготовления или при появлении ее после продолжительной эксплуатации характеризуется малым эксцентриситетом, а полуоси эллипса составляют значения:

$$\left. \begin{array}{l} a \\ b \end{array} \right\} = R(1 \pm n). \quad (1.3)$$

Решая задачу теории упругости о взаимодействии эллиптического кольца с упругой плоскостью, нагруженной на бесконечности, и учитывая величины, которые содержат  $n$  в степени не выше первой, авторами получен при эксцентриситете  $n = 0,05$  коэффициент неравномерности  $\omega = 0,25$ .

Подводя итог, авторы отмечают, что предположение об эллиптичности крепи объясняет фактически наблюдаемую неравномерность нагрузок лишь частично. Напряжения, вызванные изгибом, составляют приблизительно 0,005 от напряжений сжатия.

Рассмотренные выше расчетные схемы, подходы и решения по учету неравномерной нагрузки на крепь вертикальных выработок в ряде случаев не позволяют получить достоверные результаты и требуют применения аппаратов математической статистики и теории вероятностей, что будет показано далее.

### **1.5. Учет случайной нагрузки при проектировании крепи стволов**

При проектировании способов обеспечения устойчивости стволов необходимо предусматривать не только повышение несущей способности крепи за счет увеличения ее толщины и прочности бетона, но и другие технические решения.

Наиболее эффективными будут многовариантные проработки, в которых следует учитывать зависимость этих решений от различных характеристик крепи, наличия и параметров мер их конструктивной защиты.

Методики расчета деформаций пород, выбора и расчета мер защиты крепи содержатся в действующих нормативно-технических документах. При этом следует подчеркнуть необходимость соблюдения обоснованных расчетных параметров мер защиты при случайном распределении и величине влияющих



факторов, поскольку не учет этого фактора при прогнозе деформаций пород и крепи не обеспечивают безопасное состояние стволов.

Среди факторов, влияющих на проявления горного давления в стволах, как и вообще в выработках, можно выделить две группы [68]:

– влияние которых выражается закономерно (глубина, углы падения, размеры выработок и целиков, механическая характеристика крепи и т. п.)

– влияние которых носит случайный характер (неоднородность свойств пород и материала крепи, отклонения породного контура от проектного, разная толщина и плотность заполнителя закрепного пространства, отклонения в технологии крепления, случайная неоднородность поля напряжений в массиве пород и т.п.).

Давление пород на крепь ствола зависит от их свойств, технологии взрывных работ и крепления и распределяется крайне неравномерно. При изучении величин нагрузок установлено, что в прочных связных породах средние нагрузки на крепь вертикальных стволов невелики ( $3...5 \text{ т/м}^2$ ), а в сыпучих и глинистых породах наблюдаются значительные пропорционально глубине нагрузки.

При анализе причин неравномерности нагрузок на крепь Г.А. Крупенников выделяет следующие факторы [67]:

а) наличие геологических нарушений;

б) трещиноватость пород;

в) сползание пород по падению;

г) устройство сопряжений стволов с околоствольными выработками;

д) подработка и ослабление околоствольных целиков в результате проведения в них выработок.

По данным шахтных измерений нагрузки на крепь, проводимых многими исследователями, определить какая же именно причина вызвала в том или ином случае неравномерность давлений, невозможно. В каждой конкретной ситуации необходимо анализировать степень влияния нескольких факторов, что позволит выбрать требуемые параметры крепи и способы охраны.

В [74] делается попытка анализа возможной причины неравномерности, однако, не дает ответа на вопрос. Так, коэффициенты неравномерности нагрузок на крепь по стволам шахт «Центральная № 1» и «Комсомолец», пройденных в подработанных и нарушенных массивах, являются наименьшими (0,40 и 0,56). Коэффициент неравномерности нагрузок на участке ствола «Чайкино-Глубокая», пройденного по породам с значительным геологическим нарушением (расслоение пород в связи с изменением угла падения), составляет 0,56, в то время как на участке ствола шахты «Луганская № 1», пройденного по однородной толще мергелей при отсутствии нарушений, подработок и сопряжений, коэффициент неравномерности нагрузок больше и составляет 0,7.

При выяснении причин возникновения неравномерности давления и способов учета неравномерности авторы [68, 74] пришли к выводу, что очень большое значение имеет геометрическое очертание выработок и крепи. Наряду с рассмотренной в работах [74, 75] ролью овальности крепи, очевидно, ещё

большую роль играют неровности контура крепи полученные в результате проведения БВР.

Конечно, выработку с негладкими стенками, пройденную буровзрывным способом, можно при отсутствии значительных вывалов считать гладкой, внося поправочный коэффициент концентрации напряжений в стенках [69].

Однако опыт проведения горных выработок в прочных породах с применением буровзрывных работ показывает, что получающиеся контуры поперечных сечений выработок значительно отличаются от проектных и требуются соответствующие исследования, позволяющие более обоснованно принимать параметры бетонной крепи при соответствующем запасе прочности конструкции.

Переборы породы искажают общее очертание проектного контура, вследствие чего вместо гладкой образуется поверхность весьма сложного рельефа, что существенно влияет на напряженное состояние приконтурного массива пород.

Выступы и впадины на боковой поверхности ствола располагаются не закономерно. Поверхность крепи приходит в соприкосновение с выступами, против которых и возникают участки повышенных давлений. Это видно из того, что все экспериментальные эпюры давлений на крепь, построенные по отдельным сечениям, являются статистически неуравновешенными, в то время как нагрузка на ствол по всей его длине является уравновешенной. Следовательно, неравномерность нагрузки на крепь вызывается причинами, которые должны рассматриваться как случайные (кроме сползания пород по падению) и, как и всякую случайную величину, распределенную по некоторому закону, характеризовать двумя показателями: ее средним значением и изменчивостью, или коэффициентом вариации. Такой подход можно использовать и при оценке степени влияния самих неровностей на прочность крепи, а соответственно, регулировать эти показатели при выполнении технологических операций, в первую очередь, при проведении буровзрывных работ.

Это, в свою очередь приводит к значительному перерасходу бетона, необходимого для возведения монолитной бетонной крепи, величина которого иногда достигает 100 % к расчетному значению.

На рис. 1.10. приведены данные по расходу бетона на примере проходок ВПС №2 шахты «Красноармейская-Западная №1» и ВВС №2 шахты им. А.Ф. Засядько по данным [77].

Таким образом, важ-

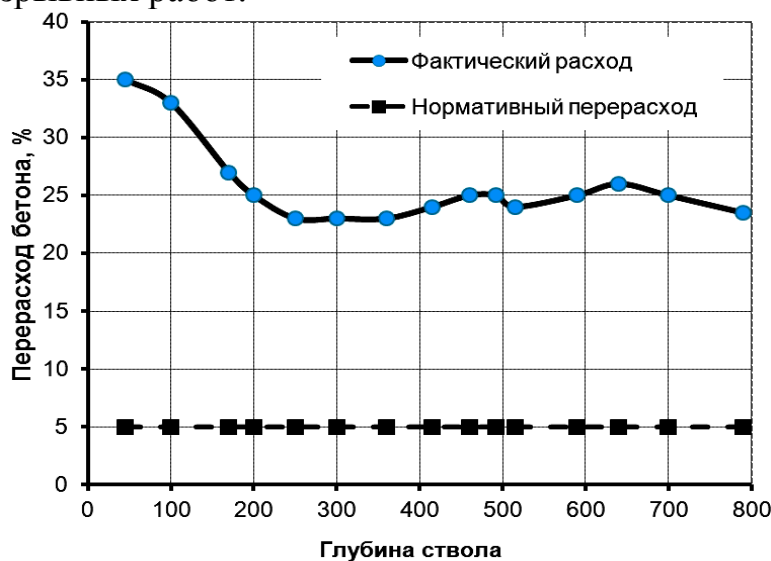


Рис.1.10. График зависимости перерасхода бетонной смеси, укладываемой за опалубку, от глубины ствола

ным направлением исследований для обеспечения требуемой прочности крепи и снижения затрат при сооружении стволов является учет неровностей контура ствола, образуемых при проведении буровзрывных работ, что не предусмотрено в расчетных схемах с неравномерной нагрузкой, рассмотренных выше.

Условия взаимодействия крепи стволов с породами чрезвычайно разнообразны и не могут быть сведены к одной или нескольким универсальным схемам. Процесс взаимодействия пород с крепью определяется не только конструкцией ствола, но и горнотехническими условиями, массивом пород, представляющим сложный комплекс геологических и гидрогеологических условий, имеющим не менее сложные сочетания прочностных и деформационных свойств (рис. 1.11).

В теоретических представлениях должны обязательно учитываться горно-геологические факторы, конструкция крепи, технология проходки и крепления. В каждом конкретном случае требуется тщательный учет и оценка значения всех этих факторов в их взаимосвязи, как в вопросах практики, так и при идеализации в аналитических решениях. Можно, однако, выделить основные принципиальные положения, необходимые для получения конкретных решений.

Нагрузка на реальную крепь характеризуется не только закономерной неравномерностью ее распределения, но и случайной неравномерностью, величина которой может быть сравнимой с закономерной и даже превосходить ее. Эта неравномерность зависит от многих факторов, но основным является технология проходки и крепления.

Многие факторы (параметры технологии, характеристика крепи, размеры охранных целиков), от которых в значительной степени зависят условия взаимодействия крепи ствола с массивом пород, можно сознательно изменять. Следовательно, проявления горного давления, нагруженность и деформируемость крепи стволов можно активно изменять выбором соответствующих регулируемых факторов в пределах экономической целесообразности и технической возможности.

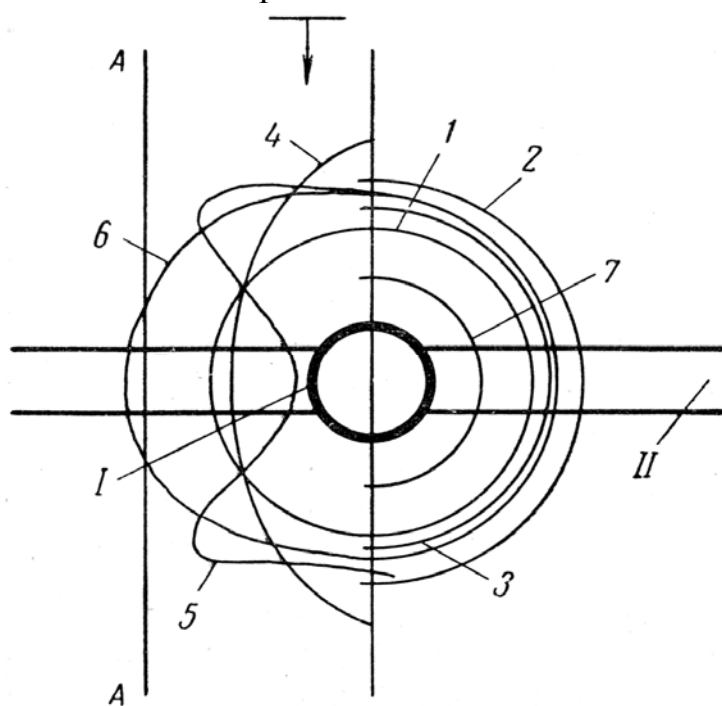
Надежность длительной работы крепи и армировки должна обеспечиваться на стадиях проектирования, строительства и эксплуатации, включая ремонты ствола и его реконструкцию. Степень надежности напрямую зависит от полноты учета многочисленных физических факторов в принятых методах расчета, способах подбора элементов конструкции и ее изготовления, от материала конструкций, технологии проходки, крепления ствола и монтажа армировки [78].

Эти факторы достаточно хорошо классифицированы в работе [15]. Основными из них являются физические свойства массива горных пород и процессы, определяющие его состояние, нагруженность крепи и физико-химическое воздействие на нее, технологические факторы, полнота и достоверность исходных данных и учета процессов взаимодействия крепи с массивом горных пород, воздействий на армировку, правильность оценки в расчетах предельных состояний, наличие и качество защитных мероприятий, срок службы ствола.

Многочисленные расчеты, а также опыт эксплуатации стволов показывают, что в обычных условиях крепь протяженных участков стволов в целом может быть существенно облегчена без ущерба для надежности работы стволов, в сравнении с существующей сейчас.

Исключение составляют места пересечения слабых и обводненных пород, на крутом падении, зоны влияния очистных работ и участки сопряжений, где крепь должна быть несколько усилена.

Основной технологической схемой при проведении вертикальных стволов в настоящее время является совмещённая с применением буровзрывного



способа разрушения пород в забое и крепью из монолитного бетона. В результате выполнения буровзрывных работ в боках вертикальных стволов образуются значительные неровности контура, приводящие к большой неравномерности нагрузки на крепь, большим отклонениям толщины, к увеличению объема выдаваемой из ствола породы и перерасходу бетона при возведении постоянной крепи.

Рис. 1.11. Схема влияния основных факторов на нагруженность крепи ствола (без учета случайных) [68], где I — ствол, II — околоствольная выработка:

- 1 — условная эпюра нагрузок при горизонтальном залегании пластов или в сплошном массиве пород на глубине  $H$ ;
- 2 — увеличение этих нагрузок при возрастании глубины;
- 3 — увеличение первоначальных нагрузок на глубине  $H$  вследствие предварительной нарушенности пород;
- 4 — изменение первоначальной эпюры при негоризонтальном залегании пород (возникновение закономерной неравномерности);
- 5 — изменение первой эпюры у двустороннего сопряжения ствола с околоствольным двором;
- 6 — изменение первоначальной эпюры при влиянии геологического нарушения  $A - A$ ;
- 7 — уменьшение давления при податливости крепи

В методике расчета параметров крепи указанные неровности породного контура, как случайные величины, могут быть учтены средним значением от-

клонений и изменчивостью, или коэффициентом вариации. Зависимости этих величин от основных влияющих факторов, позволят вносить соответствующие изменения в технологические параметры буровзрывного комплекса для минимизации объемов разрушаемой породы и применяемого бетона без снижения прочности монолитной бетонной крепи.

Другим параметром, характеризуемым как случайная величина, является фактическая прочность бетона, также требующая соответствующего учета при проектировании крепи.

Таким образом, установление закономерностей изменения случайных факторов, определяющих устойчивость породных обнажений и прочность монолитной бетонной крепи с целью совершенствования параметров технологии проведения вертикальных стволов по совмещённой схеме проходки является актуальным научно-техническим заданием.

## ГЛАВА 2 НЕОДНОРОДНОСТЬ БЕТОНА КАК МАТЕРИАЛА КРЕПИ

### 2.1. Бетон как строительный материал: структура и свойства

В шахтном и подземном строительстве широко используют бетоны, приготовленные на цементах или других неорганических вяжущих веществах, затворяемых водой. Цемент и вода являются активными составляющими бетона, в результате реакции между ними образуется цементный камень, скрепляющий зерна заполнителей в единый монолит.

Однако они существенно влияют на структуру и свойства, изменяя его пористость, сроки твердения, поведение под внешней нагрузкой. Заполнители значительно уменьшают деформации бетона при твердении и тем самым обеспечивают получение большегабаритных изделий и конструкций. В качестве заполнителей используют преимущественно местные горные породы и отходы производства (шлаки, золы). Применение этих дешевых заполнителей снижает стоимость бетона, так как заполнители и вода составляют 85...90%, а цемент 10...15% от массы бетона (рис. 2.1)

В течение длительного времени в бетонах происходит изменение поровой структуры, наблюдается протекание структурообразующих, а иногда и деструктивных процессов и как результат – изменение свойств материала. С увеличением возраста бетона повышается его прочность, плотность, стойкость к воздействию окружающей



Рис. 2.1. Соотношение между компонентами в бетонной смеси

среды. Важным является то, что свойства бетона определяются не только его составом и качеством исходных материалов, но и технологией приготовления, доставки и укладки бетонной смеси в конструкцию (опалубку), условиями твердения бетона. Все эти факторы учитывают при проектировании бетона и производстве конструкций на его основе [79].

Структуру бетона следует классифицировать по содержанию цементного камня и его размещению в бетоне. Однако на свойства бетона определяющее влияние оказывает его плотность и пористость. При прочих равных условиях объем и характер пористости, а также соотношение в свойствах отдельных составляющих бетона определяют его основные технические свойства, долговечность, стойкость в различных условиях.

В этой связи целесообразно классифицировать структуру бетона с учетом ее плотности. На рис. 2.2 показаны основные типы структур [80].

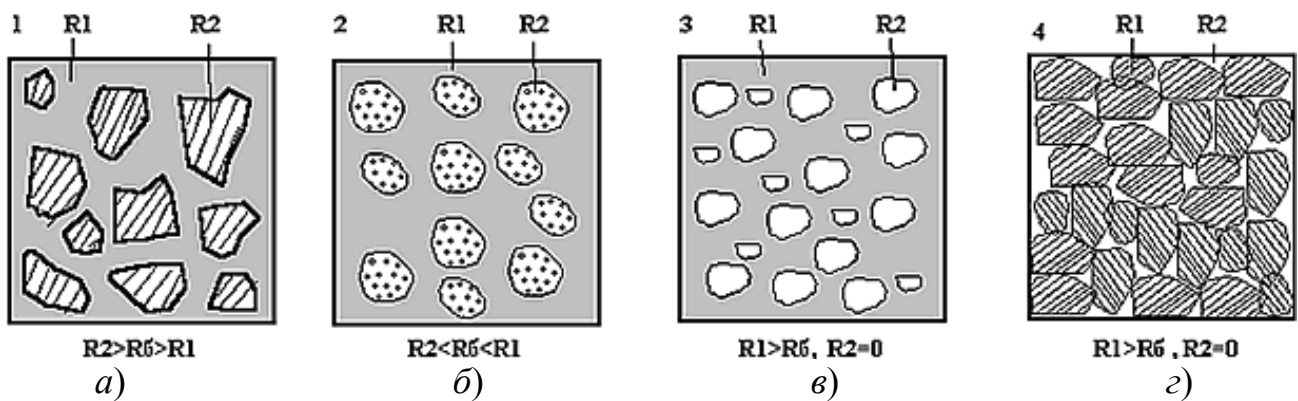


Рис. 2.2. Основные типы макроструктуры ( $R_6$  – средняя прочность структуры;  $R_1$  и  $R_2$  – прочности составляющих бетона): *а* – плотная; *б* – плотная с пористым заполнителем; *в* – ячеистая; *з* – зернистая;

Плотная структура, в свою очередь, может иметь контактное расположение заполнителя, когда его зерна соприкасаются друг с другом через тонкую прослойку цементного камня, и «плавающее» расположение заполнителя, когда его зерна находятся на значительном удалении друг от друга. Плотная структура состоит из сплошной матрицы твердого материала, в которую вкраплены зерна другого твердого материала (заполнителя), достаточно прочно связанные с материалом матрицы. Ячеистая структура отличается тем, что в сплошной среде твердого материала распределены поры различных размеров в виде отдельных условно замкнутых ячеек. Зернистая структура представляет собой совокупность скрепленных между собой зерен твердого материала. Пористость зернистой структуры непрерывна и аналогична пустотности сыпучего материала [81].

Наибольшей прочностью обладают материалы с плотной структурой, а наименьшей – с зернистой. Плотные материалы менее проницаемы, чем ячеистые, а те, в свою очередь, менее проницаемы, чем материалы зернистой структуры. Последние обладают, как правило, наибольшим водопоглощением.

Большое влияние на свойства материала оказывает размер зерен, пор или других структурных элементов. В этой связи в бетоне различают:

- макроструктуру, видимую глазом или при небольшом увеличении, в качестве структурных элементов здесь различают крупный заполнитель, песок, цементный камень, воздушные поры.

- микроструктуру, видимую при большом увеличении под микроскопом, которая состоит из непрореагировавших зерен цемента, новообразований и микропор различных размеров [82].

Цементный камень является основным компонентом бетона, определяющим его свойства и долговечность.

Основной составляющей микроструктуры цементного камня являются гидросиликаты кальция. Они создают определенную пространственную структуру, которая включает непрореагировавшую часть зерен цемента с оболочкой новообразований в виде системы глобул и межзерновое пространство, заполненное в той или иной мере новообразованиями. Цементный камень содержит

участки с различной структурой, сложенные разными минералами. Его строение отличается сложностью, многообразием и неоднородностью.

Неоднородность строения обусловлена тем, что цементный камень состоит из глобул цементных зерен с постепенно убывающей к их поверхности плотностью, контактной зоны между глобулами, состоящей из различных новообразований, а также включает поры, неплотности и дефекты структуры. Необходимо учитывать и химическую неоднородность камня, то есть то, что отдельные участки состоят из отличающихся друг от друга минералов, и в некоторых местах возможно значительное увеличение содержания отдельных компонентов по сравнению с их средним значением, определяемым физико-химическим анализом. Микроструктура и неоднородность цементного камня существенно влияют на его прочность и другие свойства.

Свойства цементного камня зависят от его минералогического состава. Изменяя минералогический состав вяжущего и условия твердения, можно получать различные типы микроструктуры цементного камня: ячеистую, зернистую, волокнистую, сотовую или сложную. В технологии бетона используются различные вяжущие вещества, применяются разнообразные условия твердения бетона, что обуславливает различные типы микроструктуры цементного камня. Вблизи зерен заполнителя в результате влияния его поверхностных сил и ряда других причин микроструктура цементного камня может изменяться по сравнению со структурой основной массы, поэтому часто рассматривают особо микроструктуру и свойства контактной зоны между цементным камнем и заполнителем, выделяя ее в виде отдельного структурного элемента [83].

Структура бетона, как правило, изотропна, однако путем особых приемов формования или введения специальных структурообразующих элементов бетону может быть придана анизотропность.

Для различных видов бетона характерна своя структура. Для тяжелых бетонов – плотная, для легких конструктивных – плотная с пористыми включениями, ячеистые бетоны имеют ячеистую структуру, крупнопористые – зернистую [84]. Разделение на приведенные типы структур условно, в действительности структура бетона отличается большей сложностью, например, в плотной структуре тяжелого бетона цементный камень имеет значительное количество пор, в плотной структуре легкого бетона поры наблюдаются не только у заполнителя, но и в цементном камне и т.д. Однако представление о различных типах структур позволяет более четко проектировать состав бетона, используя характерные для каждого случая зависимости.

Различаться могут по свойствам не только цементный камень и заполнитель, но и отдельные зерна заполнителя друг от друга и отдельные микрообъемы цементного камня. Примером может служить изменение свойств цементного камня в контактной зоне. Сама контактная зона, как основной массив цементного камня, неоднородна, в ней содержатся более или менее дефектные места, непрореагировавшие зерна, микротрещины и другие элементы, снижающие однородность материала. Кроме того, структура и свойства бетона могут колебаться в незначительных пределах в разных изделиях и образцах, даже изготовленных из одного и того же состава.



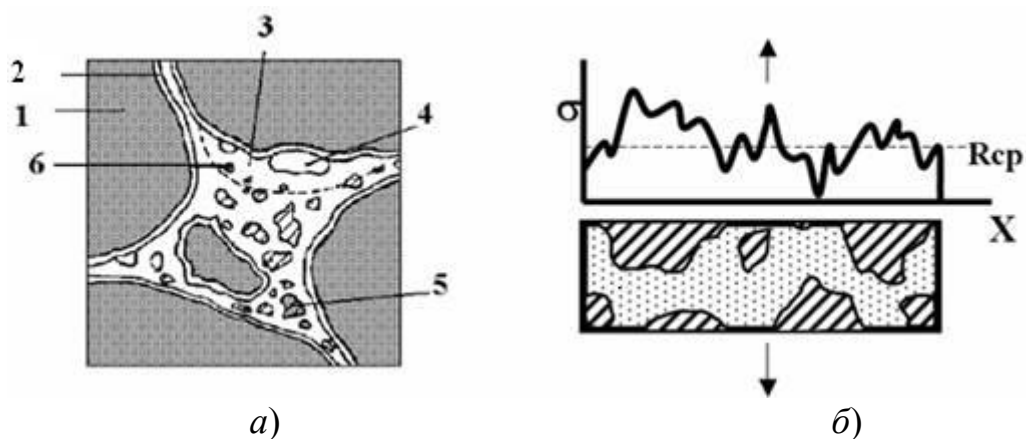


Рис. 2.3. Неоднородность структуры бетона: *a* – элементарная ячейка структуры бетона; *б* – неоднородность структуры и прочности бетона по сечению. 1 – зерна заполнителя; 2 – контактная зона; 3 – зона ослабленной структуры; 4 – воздушные пузырьки; 5 – зона уплотненной структуры; 6 – крупные поры.

На рис. 2.3 показана элементарная ячейка структуры бетона, где видна ее неоднородность, включающая плотный и прочный материал с разными свойствами, переходные зоны, пустоты, что обуславливает неоднородность прочности бетона по объему.

Схема структуры бетона и напряженного состояния сжатого бетонного образца показана на рис. 2.4.

Анализ литературных источников, позволяет сделать вывод – влияние на образование структуры бетона оказывают индивидуальные характеристики его компонентов и их соотношение в бетонной смеси.

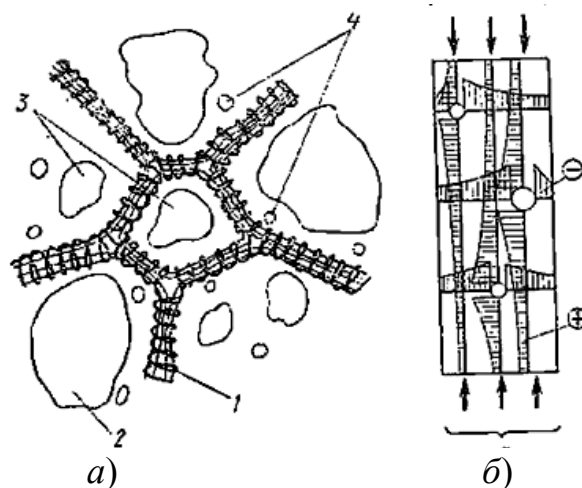


Рис. 2.4. Структура бетона (*a*) и схема напряженного состояния сжатого бетонного образца (*б*): 1 – цементный камень; 2 – щебень; 3 – песок; 4 – поры, заполненные воздухом и водой; «-» – сжатие; «+» – растяжение.

## 2.2. Анализ результатов исследований по неоднородности бетона

О неоднородности бетона говорят значительно реже, чем о его прочности, деформативности, морозостойкости. Однако это свойство заслуживает более внимательного отношения.

А.П. Меркин, весьма глубоко исследовавший структуру ячеистых бетонов, писал, что, несмотря на очевидную важность, на сегодня нет единой трактовки понятия однородности материала и методов ее оценки [85]. Г.И. Горчаков отмечает важность однородности распределения компонентов бетона [86]. И.А. Рыбьев рассматривает бетон как искусственный строительный конгломерат и выделяет в нем пять масштабных уровней [87]. В.И. Соломатов, рассмат-

ривая однородность, считает бетоны материалами полиструктурными (структура в структуре) [88]. А.Е. Шейкин отмечает физическую и химическую неоднородность продуктов гидратации цемента [89].

И.А. Иванов пишет, что в бетоне заложены определенные противоречия, связанные с понятием однородности – в какой степени конгломератен материал, являющийся по своей природе неоднородным, относится ли это к его структуре или только к свойствам [90].

П.Г. Комохов показал, что в нагружаемом конструктивном элементе неизбежно образуется зона начала разрушения, где и возникает первая магистральная трещина, приводящая к деструкции [91].

Невозможно перечислить всех исследователей, которые обращали внимание на неоднородность бетонов и ее влияние (чаще всего отрицательное) на эксплуатационные свойства бетонных изделий.

В трудах Й.А. Хинта приведены результаты исследований по обработке бетонных смесей в быстроходном дезинтеграторе. При этом получаемый положительный эффект всецело относят на счет тонкого измельчения и механической активации сырья. Не отрицая возможного влияния указанных причин, необходимо добавить, что определенное значение имела и повышенная однородность смесей, достигаемая за счет их обработки [92].

Авторы работы [93] исследовали неоднородность свойств, в привязке к удаленности зон бетона от поверхности конструкций и в основном исследовали поровую структуру бетона и ее изменение (потеря влаги, изменение дифференциации пор наружных слоев на глубину около 30...50 мм, усадочные напряжения, растрескивание).

Веретенников В.И. в работе [94] утверждает, что почти каждый способ формования (уплотнения) тяжелого бетона приводит к изменению прочностных свойств по высоте. Он указал два основных влияющих фактора: изменение концентрации крупного заполнителя по высоте конструкции (но не песка в цементно-песчаной матрице) и водоцементного отношения цементно-песчаной матрицы. При расчете вертикальных стержневых монолитных элементов, формируемых с помощью глубинного вибратора и эксплуатирующихся в обычных воздушных условиях, (особенно при их реконструкции и усилении) необходимо учитывать распределение прочности по объему всего элемента.

Все бетонные элементы воспринимают различные внешние воздействия, среди которых и механические силы, и агрессивная среда, и колебания температур. Максимальным разрушающим воздействиям подвергается поверхность элемента, являющаяся границей между элементом и окружающей средой; внутренние же зоны, экранированные собственным телом элемента, подвергаются существенно меньшим воздействиям. Вследствие этого даже самый однородный элемент будет характеризоваться неоднородным напряженным состоянием [95].

Если с неоднородностью объекта можно бороться путем совершенствования методов перемешивания, то с неоднородностью продукции – сложнее, поскольку здесь больше влияющих факторов: температура компонентов и окружающей среды, меняющиеся от замеса к замесу, погрешность дозировки ка-

ждого из компонентов, колебания влажности воздуха и атмосферного давления и т.д.

Бетон – это типичный пример композиционного материала, долговечность которого зависит от взаимодействия множества факторов [79, 96], обусловленных состоянием структуры на разных уровнях и условиями эксплуатации.

Анализ значимости факторов, являющихся причиной разрушения бетона, позволяет сделать вывод, что наибольшее разрушающее действие на него оказывают процессы коррозии цементного камня и заполнителя. В [97] показано, что при прогнозировании долговечности бетона необходимо учитывать важность факторов в следующем ряду: В/Ц > условия обработки > покрытие бетона > цемент > заполнитель > состав бетона > удобоукладываемость > добавки > структура бетона > тепловыделение > взаимодействие в контактной зоне "цемент-заполнитель > взаимодействие с внешней средой.

В [98] анализируются факторы, влияющие на долговечность бетона. Идет разделение их по масштабности, последствиям и по временным периодам. Структура бетона, по мнению авторов – основа долговечности материала. Здесь же иллюстрируется трехступенчатая иерархия неопределенностей, характеризующих уровни: а) структуры стройматериалов и грунтов; б) прочностных параметров конструкций и основания; в) поведения сооружения в целом.

В [99] отмечается, что прочностные и деформативные свойства строительных конструкций из неоднородного в малых объемах композитного материала – бетона, гораздо менее стабильны, чем изделия из металла и иных однородных материалов. Изменения свойств этих материалов определяет целый ряд случайных факторов. Для бетона прочность и деформативность может изменяться в 2...3 и более раз в зависимости от формы и взаимного расположения наиболее прочных частиц (в бетоне - щебня) в сечении, по которому происходит разрушение, а также от степени связности этих зерен с цементом. В меньшей, хотя и значительной мере прочностные свойства бетона зависят от содержания воды.

Неоднородность бетона является следствием неравномерного распределения его компонентов, физической и химической неоднородности продуктов гидратации цемента, результатом влияния изменчивости свойств компонентов, технологических параметров изготовления, доставки, укладки бетонной смеси и выдерживания бетона. При определении характеристик бетона на неоднородность влияют также ошибки методов испытаний, погрешности средств измерений, точность тарировки, причем это относится и к определению свойств компонентов бетона [100].

В [101] неоднородность структуры бетона объясняется, главным образом, отличием свойств его составляющих.

Подробный обзор проблемы неоднородности бетона содержится в [102]. Автром получены следующие результаты:

1. Исследовано влияние «гидравлического давления» на изменение моду-

ля упругости бетона по высоте формуемых элементов с увеличением модуля в нижних слоях, доказано, что плотность бетона изменяется незначительно.

2. Наблюдается анизотропия свойств бетона, зависящая от направления укладки бетонной смеси: прочность на растяжение в направлении укладки меньше, чем в перпендикулярном направлении. Нормативная вариация прочности бетона на растяжение назначена 0,165 против 0,135 для прочности при сжатии.

3. Чем меньше поперечное сечение элементов, тем больше влияние дефектов структуры (раковин, неплотных участков и пр.), что в нормах учитывается коэффициентом условий работы 0,85 для бетонных столбов или железобетонных колонн сечением менее 30 см.

4. Установлено уменьшение влажности поверхностных зон бетона и повышение пористости на глубину до 50 мм, что влияет на прочность по сечению элементов. Причем толщина слоя не зависит от размеров элементов.

5. Исследовано влияние неоднородности деформаций усадки по объему бетонных элементов на напряженно-деформированное состояние конструкций различной массивности.

Систематическая неоднородность прочности по высоте формуемых изделий в направлении бетонирования достигает 10...35% с понижением в верхних слоях, где концентрация крупного заполнителя меньше [103].

Таким образом, неоднородность прочности в вертикальном направлении связана, главным образом, с изменением концентрации крупного заполнителя при виброуплотнении (для массивных и немассивных конструкций). Изменение прочности в горизонтальном направлении - результат распределения влажностных полей, развития деформаций усадки и неблагоприятного изменения поровых характеристик структуры бетона (для массивных конструкций).

Например, А.Х. Байбурин в [102] утверждает, что одним из основных факторов, обуславливающих значительную неоднородность прочности бетона монолитных конструкций по сравнению со сборными, является невозможность оперативной корректировки состава смеси и технологии ее укладки, связанной поздними сроками определения прочности бетона.

В качестве заключения автор делает ряд интересных выводов:

1. Повышение однородности монолитного бетона – сложная комплексная задача, обусловленная нестабильностью свойств цемента и заполнителей, несовершенством бетоносмесительного оборудования, особенностями формирования структуры бетона (усадка, влажность, пористость), влиянием технологии укладки и выдерживания, ошибками методов и средств контроля прочности. Решение этой задачи невозможно без участия государства, совершенствования законодательной и нормативной базы.

2. Для повышения достоверности контроля следует применять комплексные методы прямых и косвенных неразрушающих испытаний, проводить анализ неоднородности прочности контрольных образцов, изготовленных на строительной площадке и на заводе.

3. Технологические регламенты на возведение монолитных конструкций должны обеспечивать минимальное влияние состава и режима технологических операций на характеристики однородности бетона (выбор способов укладки и

уплотнения, параметры выдерживания и пр.). При контроле прочности бетона необходимо учитывать влияние технологических факторов на неоднородность бетона в конструкциях. Приемку конструкций следует осуществлять с учетом статистической неоднородности не только партий, но и отдельных элементов конструкций.

Таким образом, неоднородность бетона является единственно возможной формой его существования, а не каким-то недостатком. Неоднородность сама по себе может иметь разную природу.

### 2.3. Лабораторные исследования степени неоднородности бетона

#### 2.3.1. Подготовка образцов. Постановка эксперимента

Прочностные и деформационные характеристики бетона находятся в сложной зависимости от целого ряда факторов, связанных с изготовлением, транспортированием, хранением и испытанием образцов.

Исследования проводились на образцах-кубах, изготовленных из тяжелого бетона класса В 20, взятого непосредственно в забое сооружаемого ствола.

Физико-химические и механические характеристики применяемого цемента и заполнителей следующие:

- вяжущее – портландцемент насыпной плотностью  $1010 \text{ кг/м}^3$ , нормальной густотой цементного теста 27,5%;
- крупный заполнитель – базальтовый щебень фракцией 5-20 мм, насыпной плотностью в сухом состоянии  $1400 \text{ кг/м}^3$  и маркой по прочности  $1200 \text{ кг/м}^2$ ;
- мелкий заполнитель – речной песок, насыпной плотностью  $1440 \text{ кг/м}^3$ .

Бетон отбирался в подготовленные формы размера  $100 \times 100 \times 100$  непосредственно перед подачей в опалубку. После заливки в формы бетонная смесь уплотнялась штыкованием металлическим стержнем, после уплотнения формы покрывались полиэтиленовой пленкой, выдавались из ствола и доставлялись в лабораторию кафедры строительства и геомеханики. Через 2 дня формы снимались. До испытаний образцы выдерживались 28 суток при  $t = 20^\circ \text{C}$  и влажности 90% [104], то есть набрали марочную прочность (рис. 2.5).



Рис. 2.5. Образцы-кубы для испытания на сжатие

### 2.3.2. Методика испытаний и определение прочности на сжатие образцов

В силу зависимости прочности бетона от большого количества факторов образцы, изготовленные даже из одного замеса, твердевшие в одинаковых условиях и испытанные на одном и том же прессе, показывают различные значения прочности бетона. Поэтому при проведении испытаний строго придерживались соответствующих рекомендаций по методикам испытания.

Факторы, влияющие на показатели прочности бетона, [105] условно можно разделить на 3 группы:

1. Статистические. Невозможно получить абсолютно одинаковые по структуре образцы бетона. Они обязательно будут различаться заполнителем по распределению крупности, пустотности, по механическим свойствам, будут колебаться дозировки (в пределах, установленных нормами), в возникающих дефектах и др., что вызывает определенную неоднородность материала.

2. Технологические – все, что связано с изготовлением образцов и их качеством (параллельностью граней, их шероховатостью, плоскостностью) условиями изготовления, пластичностью смеси, ее склонности к расслоению и водоотделению.

3. Методические, к которым относят различные аспекты методики испытаний, каждый из которых оказывает определенное влияние на его результат. Конструкция и особенности пресса, размеры образца, условия взаимодействия образца и пресса, расположение образца на плите пресса и выбор опорных граней образца, скорость нагружения, влажность бетона.

Перед испытанием образцы осматривались, проверялись ровность поверхностей и отсутствие трещин и раковин. Небольшие неровности глубиной до 2 мм выравнивались быстротвердеющим цементно-песчаным раствором. Образцы обмерялись с погрешностью не более  $\pm 1$  мм и взвешивались с погрешностью не более 1 г.

Перед установкой образца в пресс тщательно очищались и протирались сухой тканью рабочие поверхности плит пресса и образца. Образец устанавливали так, чтобы направление нагрузки было параллельно слоям укладки бетонной смеси.

Образцы обмерялись металлической линейкой с точностью до 1 мм, а затем взвешивались на технических весах. Рабочую площадь сечения образца (в  $\text{см}^2$ ) определяли как среднее арифметическое площадей обеих опорных граней. Образцы перед испытанием в течение 2...4 ч (от момента извлечения из камеры) находились в помещении лаборатории. Испытания проводились с помощью пресса «Теснотест KL 200/СЕ» (рис. 2.6) который предназначен для определения в лабораторных условиях прочности на сжатие образцов бетона, горных пород и других материалов.

Затем определяли рабочее положение образца при испытании и отмечали краской или мелом грани, которые будут прилегать к плитам пресса. Опорные грани выбирались так, чтобы сжимающая сила при испытании образца была направлена параллельно слоям укладки бетонной смеси в форму.

Образцы стандартных размеров размещались между нажимными плитами и подвергались контролируемому постепенному сжатию до момента разрушения.

Нагрузку на образец при испытании увеличивали непрерывно и равномерно со скоростью 0,4...0,8 МПа/с до разрушения образца. Технические характеристики гидравлического пресса приведены в табл. 2.1.

Стальные плиты пресса имеют плоскопараллельные рабочие поверхности (допускаемое отклонение от плоскостности 0,02 мм и параллельности 0,01 мм). Применяют в качестве прокладок между торцами образцов и нажимными плитами испытательной машины.

Машина для испытаний образцов имеет подвесную сферическую плиту, что обеспечивает равномерное распределение приложенной нагрузки на образец (рис. 2.7).



Рис. 2.6. Пресс «Tecnotest KL 200/CE»

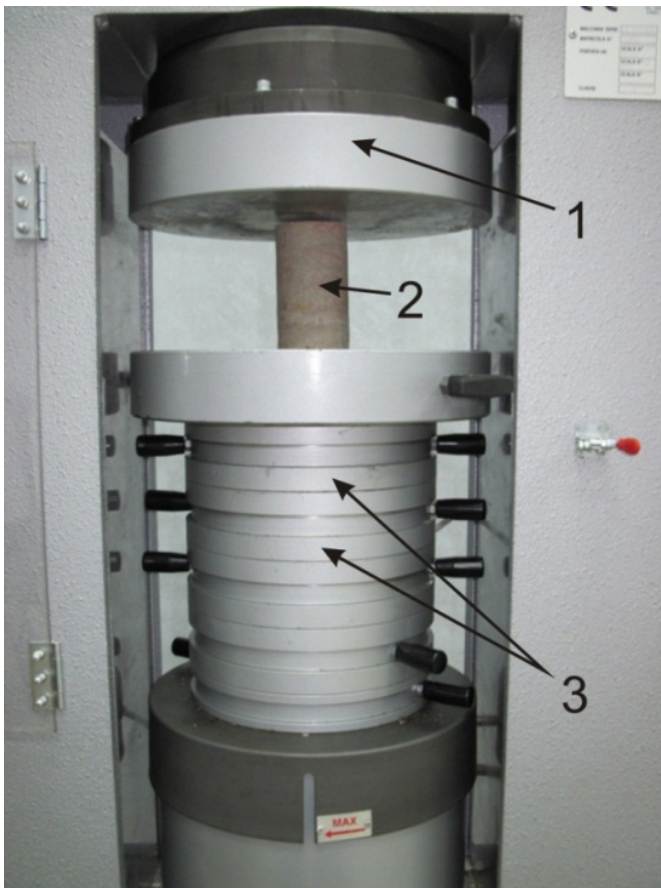
Таблица 2.1

Технические характеристики пресса «Tecnotest KL 200/CE»

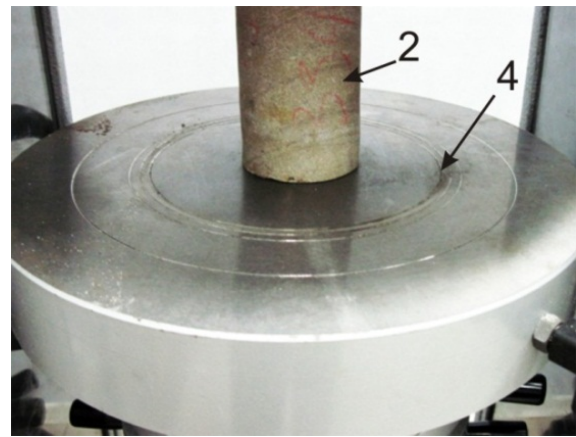
Показатель	Ед. измерения	Количество
Максимальная мощность пресса	тонн	200
Мощность	Вт	1130
Параметры электропитания	В/Гц	220, 50
Вес нетто	кг	585
Плиты стальные дистанционные. Толщина/диаметр	мм	20/150

Образец помещался между опорными плитами (рис. 2.8). Если расстояние от верхнего торца образца до подвесной плиты более 20 мм, то использовались дополнительные дистанционные плиты. Ось образца совмещалась с центром нижней опорной плиты испытательной машины, ориентируясь на концентрические линии на опорной плите.

После установки образца выполняют введение исходных данных в блок управления «Eurotronic» (рис. 2.9).



a)



б)

Рис. 2.7. Схема расположения образца при проведении испытаний: а – общий вид; б – центрирование образца на нижней плите; 1 – подвесная плита со сферическим шарниром; 2 – образец; 3 – дистанционные плиты; 4 – концентрические линии для центрирования образца на плите

Испытательная машина во время лабораторных испытаний работала с максимальной нагрузкой в 200 кН.

Нагружение выполнялось равномерное. Тест проводили до тех пор, пока нагрузка на образец не упадет на 5% по сравнению с максимальной отметкой. После этого испытательная машина прекращала запись данных и выдавала на экран максимальное значение, а также прочность образца в Н/мм<sup>2</sup>.



Рис. 2.8. Испытание бетонного образца на одноосное сжатие



В результате серии испытаний в памяти блока управления генерируется список файлов-отчетов, где указаны параметры каждого эксперимента и результаты замера силы нагружения с указанным интервалом времени. После проведения всей серии испытаний данные передаются в память компьютера для дальнейшей обработки.



Рис. 2.9. Блок управления испытательной машины

#### 2.3.4. Результаты лабораторных испытаний

Исследования прочности 124 образцов бетона на сжатие образуют совокупность независимых и равнозначных измерений случайной величины  $X$  (МПа) (табл. 2.2):

Разобьем весь диапазон значений на 14 интервалов (разрядов). Длину частичного интервала определим по формуле:

$$h = \frac{X_{\max} - X_{\min}}{k} = \frac{39 - 11}{14} = 2.$$

Шкала интервалов и группировка исходных статистических данных сведены в табл. 2.3. В результате получили статистический ряд распределения частот ( $n = \sum m_i = 124$ ).

Для получения статистического ряда частостей разделим частоты  $m_i$  на объем выборки  $n$ . В результате получим интервальный статистический ряд распределений частостей  $\left( \sum \frac{m_i}{n} = 1 \right)$  (см. табл. 2.3):

Для построения гистограммы частостей на оси  $Ox$  откладываются частичные интервалы, на каждом из них строится прямоугольник, площадь которого равна частости данного частичного интервала. Если частости отнести к серединам частичных интервалов, то полученная замкнутая линия образует полигон частостей.

Таблица 2.2

## Результаты испытания образцов бетона на сжатие (МПа)

12,4	34,9	26,2	19,1	22,8	23,9	18	22,2	26,6	33	35,1
17,3	24,1	19,3	24,8	22,1	30,7	20,7	20,7	29,4	32,3	18,4
17,1	22	33,9	35,5	25,1	33,3	17,1	33,7	25,5	34,7	17,7
13,5	32,9	25,9	15	36,5	32,8	20,5	14,2	21,9	31,4	26,5
11,2	24,7	24,1	15,7	30,4	35	15,7	14,3	15,7	29,4	
24,7	24,1	22,8	32,8	15,3	20,1	16,7	21,2	36,2	35,2	
16,1	21,5	26,4	22,1	35,7	16,1	15,2	27	28,1	34,7	
19,8	16,6	22	22,2	23,1	26,6	33,8	35,2	17,6	36,5	
14,8	25,7	24,5	28,3	23	23,7	27,6	37	36,4	32,5	
22,2	16,7	23,1	24,4	23,5	23,8	22,6	18,6	34,1	38,6	
25,7	32,5	24,6	19,2	23,3	20,9	22,7	15,3	28,3	36,9	
24	25,6	24,7	25,7	23,4	20,1	19,5	38,9	23,7	18,7	

Таблица 2.3

## Результаты статистической обработки данных испытаний

№ интервала	Границы интервала, МПа	Середина интервала, МПа	Частота в интервале, $n_i$	Частость $\omega (\sigma_{n,n}^i)$	$F^*(x)$ (накопленные частоты)	Ордината гистограммы $z$
1	11,0...12,9	12,0	2	0,016	0,016	0,000794
2	13,0...14,9	14,0	5	0,040	0,056	0,001984
3	15,0...16,9	16,0	9	0,071	0,127	0,003571
4	17,0...18,9	18,0	9	0,071	0,198	0,003571
5	19,0...20,9	20,0	12	0,095	0,293	0,004762
6	21,0...22,9	22,0	14	0,111	0,404	0,005556
7	23,0...24,9	24,0	21	0,167	0,571	0,008333
8	25,0...26,9	26,0	12	0,095	0,666	0,004762
9	27,0...28,9	28,0	11	0,087	0,753	0,004365
10	29,0...30,9	30,0	9	0,071	0,824	0,003571
11	31,0...32,9	32,0	7	0,056	0,880	0,002778
12	33,0...34,9	34,0	8	0,063	0,943	0,003175
13	35,0...36,9	36,0	5	0,040	0,983	0,001984
14	37,0...38,9	38,0	2	0,017	1,0	0,000794

На рис. 2.10 изображена гистограмма и полигон частостей, построенные по данным испытаний.

Запишем значения эмпирической функции распределения в аналитическом виде:

$$F^*(x) = \begin{cases} 0, & \text{если } x < 11; \\ 0,016, & \text{если } 11 \leq x < 13; \\ 0,056, & \text{если } 13 \leq x < 15; \\ 0,127, & \text{если } 15 \leq x < 17; \\ 0,198, & \text{если } 17 \leq x < 19; \\ 0,293, & \text{если } 19 \leq x < 21; \\ 0,404, & \text{если } 21 \leq x < 23; \\ 0,571, & \text{если } 23 \leq x < 25; \\ 0,666, & \text{если } 25 \leq x < 27; \\ 0,753, & \text{если } 27 \leq x < 29; \\ 0,824, & \text{если } 29 \leq x < 31; \\ 0,880, & \text{если } 31 \leq x < 33; \\ 0,943, & \text{если } 33 \leq x < 35; \\ 0,983, & \text{если } 35 \leq x < 37; \\ 1,0 & \text{если } 37 \leq x < 39; \\ 1,0 & \text{если } x \geq 39; \end{cases}$$

График эмпирической функции изображен на рис. 2.11.  
Построим нормальную кривую.

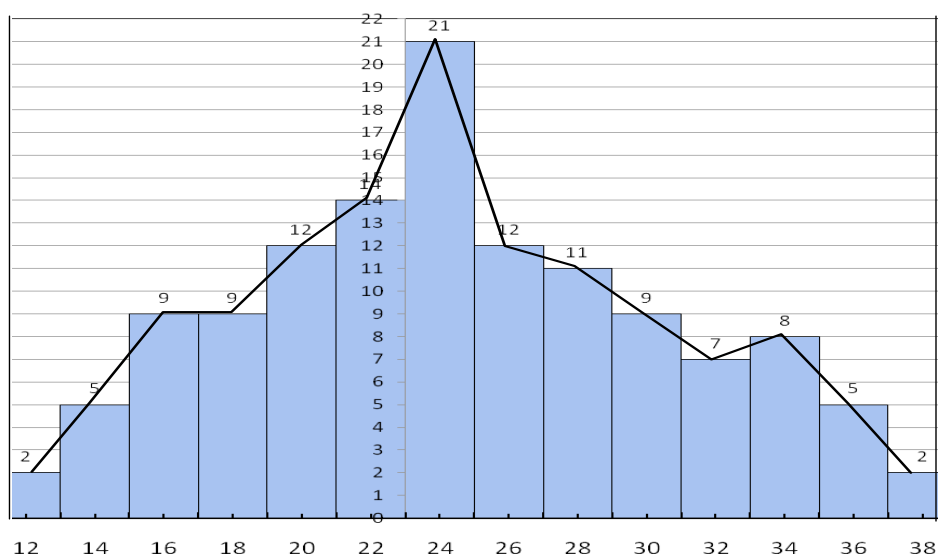


Рис. 2.10. Гистограмма и полигон частостей

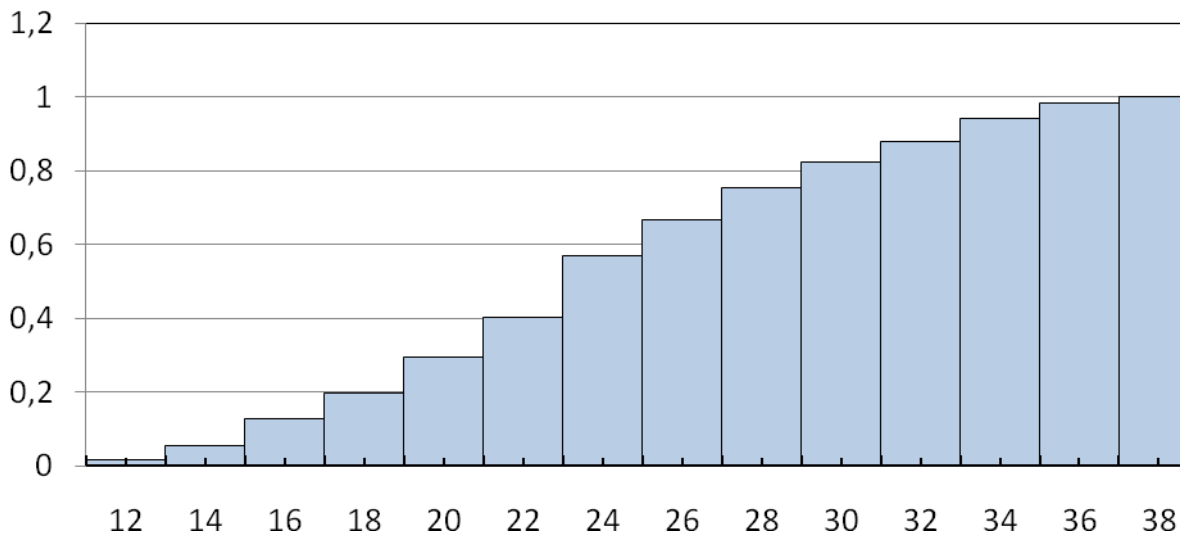


Рис. 2.11. График эмпирической функции распределения

Сравнение гистограммы и нормальной кривой наглядно показывает, что нормальная кривая хорошо сглаживает гистограмму относительных частот (рис. 2.12).

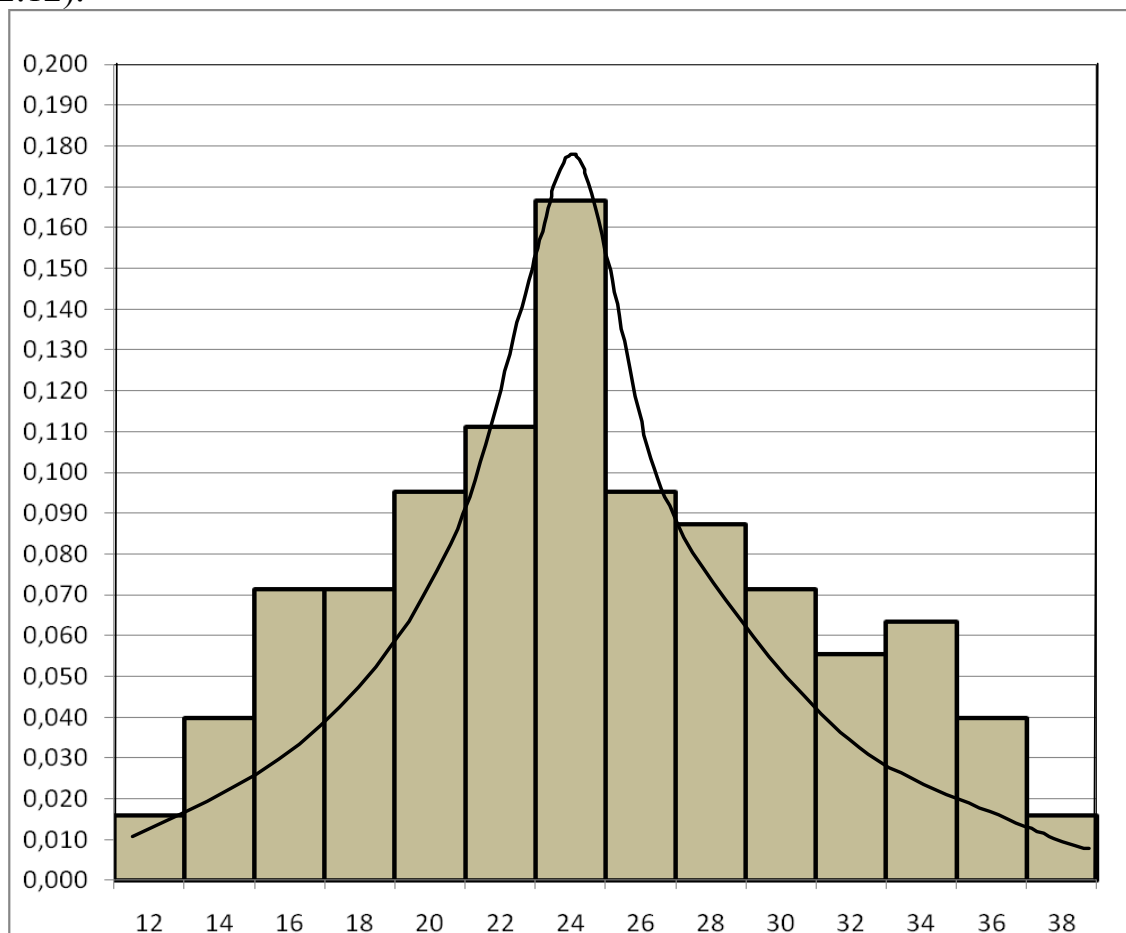


Рис. 2.12. Нормальная кривая распределения и полученная гистограмма относительных частот

Основными характеристиками распределения являются среднее значение исследуемой величины, или центр распределения ее, и дисперсия. Для нахождения эмпирических значений этих характеристик удобнее всего пользоваться способом моментов. В табл. 2.4 приведен порядок их определения и полученные значения.

Ниже выписаны формулы для определения центра и дисперсии через моменты первого и второго порядков.

Таблица 2.4

Результаты определения основных характеристик распределения способом моментов

№ интервала	Середина интервала, МПа	Относительная середина интервала $y_i$	$y_i^2$	Частота $n_i$	Моменты первой степени, $n_i y_i$	Моменты второй степени, $n_i y_i^2$
1	12	-6	36	2	-12	72
2	14	-5	25	5	-25	125
3	16	-4	16	9	-36	144
4	18	-3	9	9	-27	81
5	20	-2	4	12	-24	48
6	22	-1	1	14	-14	14
7	24	0	0	21	0	0
8	26	1	1	12	12	12
9	28	2	4	11	22	44
10	30	3	9	9	27	81
11	32	4	16	7	28	112
12	34	5	25	8	40	200
13	36	6	36	5	30	180
14	38	7	49	2	14	98
Сумма					35	1211

Начальные моменты в относительном выражении  $\bar{h}_i$  ( $i = 1, 2$ ):

$$\bar{h}_1 = \frac{\sum n_i y_i}{n} = 0,282;$$

$$\bar{h}_2 = \frac{\sum n_i y_i^2}{n} = 10,1445.$$

В таблице  $y_i$  находится по формуле

$$y_i = \frac{\sigma_{n.n.}^i + \sigma_{n.n.}^{i+1}}{2\Delta\sigma_{n.n.}} - \frac{c}{\Delta\sigma_{n.n.}},$$

где  $c$  – середина самого многочисленного интервала ( $c = 24,0$  МПа).

Среднее значение прочности  $\bar{\sigma}_{n.n.}$  определяется по формуле

$$\bar{\sigma}_{n.n.} = \Delta\sigma_{n.n.} \bar{h}_1 + c.$$

Для рассматриваемого случая

$$\bar{\sigma}_{n.n.} = 2 \times 0,282 + 24,0 = 24,565, \text{ МПа}$$

Дисперсия определяется по формуле

$$D = s^2 = (\Delta\sigma_{n.n.})^2 (\bar{h}_2 - \bar{h}_1^2)$$

и численно будет равна

$$D = 2^2 (10,1445 - 0,282^2) = 53,29.$$

Стандарт

$$s = \sqrt{D} = \sqrt{53,29} = 7,3.$$

Изменчивость предела прочности – коэффициент вариации, для рассматриваемой выборки рассчитанный по формуле

$$V = \frac{s}{\sigma_{n.n.}} \cdot 100\%$$

составит  $V = 29,73\%$ .

Полученная величина коэффициента вариации является достаточно большой и свидетельствует о том, что прочностные свойства бетона не являются стабильными и могут приводить к значительному снижению несущей способности крепи ствола.

#### **2.3.4. Испытания бетонных образцов, приготовленных в лабораторных условиях**

Как известно, главными факторами, определяющими прочность бетона, являются:

- активность вяжущего;
- количество воды, необходимой для приготовления бетонной смеси;
- качество заполнителя;
- технологические факторы (перемешивание компонентов, транспортирование, укладка смеси в опалубку, вибрирование и др.);
- условия твердения.

Как было показано в главе 1, некачественный бетон является одной из главных причин деформаций и нарушений крепи. Технология приготовления бетона на бетонных заводах или в приствольных бетонорастворных установках позволяет, при использовании качественных заполнителей и свежего цемента, получать достаточно однородную бетонную смесь с высокими показателями качества, как по прочности, так и по степени однородности.

Снижение качества бетонной смеси связывают с последующими операциями по ее доставке в опалубку. Технология крепления стволов со спуском бетона по трубам предусматривает применение литых смесей, что отрицательно влияет на прочность и однородность бетона. В отдельных случаях это компенсируют повышенным расходом цемента. Помимо этого, во время спуска бетона, несмотря на применение гасителей скорости, происходит расслаивание

смеси, повышение ее неоднородности. Наличие в забое ствола притоков воды из боковых пород, также отрицательно сказывается на качестве бетона – повышается его пористость, снижается прочность и водонепроницаемость.

Для оценки степени влияния технологических факторов при доставке бетонной смеси в забой ствола и ее укладке в опалубку, была проведена серия экспериментов по определению прочности и неоднородности бетона в лабораторных условиях.

В качестве исходных данных для подбора состава бетонной смеси были приняты значения для условий сооружения восточного вентиляционного ствола №3 АП «Шахта им. А.Ф. Засядько». Бетонные образцы с этого ствола и подвергались испытаниям на прочность по методике, представленной выше.

В отличие от рассмотренных условий, к качеству подбора, приготовления, укладки и испытаний бетона, предъявлялись повышенные требования. Таким образом, на стадии приготовления бетонной смеси достигались ее высокое качество, однородность, плотность при минимальном водоцементном отношении. Укладка бетонной смеси проводилась без возможного расслаивания ее структуры.

Бетон готовился в бетономешалке принудительного действия емкостью 250 л. Бетонная смесь перемешивалась в течение 1,5 мин, после чего высыпалась на металлический лист и для предотвращения испарения влаги покрывалась полиэтиленовой пленкой. Сразу же в бетономешалку загружались заранее взвешенные компоненты бетона и описанный цикл повторялся. Количество циклов устанавливалось таким образом, чтобы суммарный объем бетонной смеси был несколько больше, чем объем всех форм, входящих в одну серию. В конце суммарная бетонная смесь дважды перемешивалась вручную. Таким образом, все образцы, входящие в одну серию готовились из одной и той же бетонной смеси.

После заливки в формы бетонная смесь уплотнялась на вибростоле (рис. 2.13) с частотой колебаний 3000 об/мин. Время вибрирования для тяжелого бетона составило 35 с.

Сразу же после вибрирования формы покрывались полиэтиленовой пленкой. Через 2 дня формы снимались.

Перед испытаниями образцы были выдержаны 28 суток при температуре  $t = 20^{\circ}\text{C}$  и влажности 90%, то есть набрали марочную прочность.



Рис. 2.13. Вибростол для уплотнения бетонной смеси

В соответствии с данной методикой было приготовлено и испытано 96 бетонных образцов, результаты выполненных исследований представлены в работе [106].

Полученные результаты показали следующее.

1. Средняя прочность бетона на одноосное сжатие составила  $\bar{\sigma}_{н.п.} = 24,35, МПа$ , что соответствует расчетному значению и практически не отличается от прочности бетонных образцов, взятых непосредственно в забое ствола.
2. Неоднородность бетона существенно снизилась (рис. 2.14). Гистограмма относительных частот в большей степени соответствует нормальной кривой распределения.
3. После обработки результатов испытаний получены следующие характеристики исследуемой выборки: дисперсия  $D = 6,89$ , стандартное отклонение  $S = 2,62 МПа$ ; коэффициент вариации  $V = 11,24 \%$ .

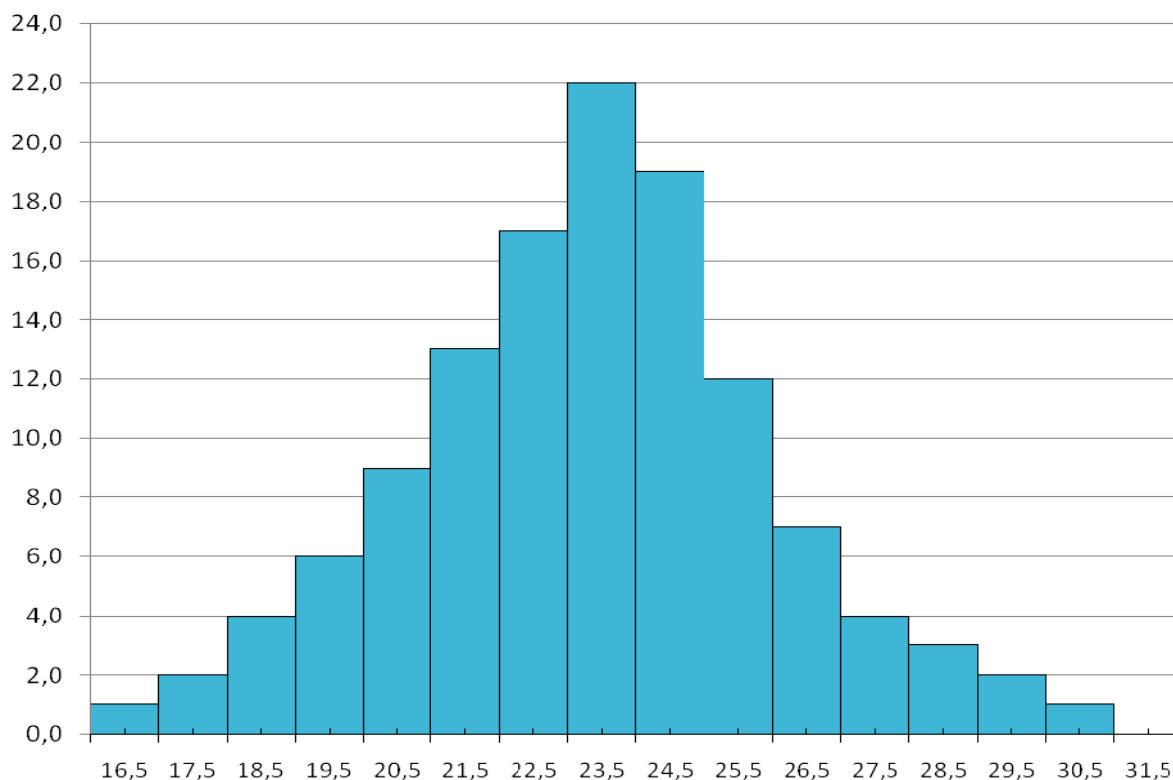


Рис. 2.14. Полученная гистограмма относительных частот



### ГЛАВА 3

## СОСТОЯНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ. СТЕПЕНЬ ВЛИЯНИЯ ВНЕШНИХ ФАКТОРОВ НА ЗАПАС ПРОЧНОСТИ БЕТОННОЙ КРЕПИ СТВОЛА

### 3.1. Общие положения по оценке качества проектируемой бетонной крепи стволов

Проектирование крепи вертикальных шахтных стволов основано на положении, что крепь при действующих на нее внешних нагрузках не должна разрушаться.

Действующими в настоящее время в Украине нормативным документом [73] и Правилами безопасности [107] установлены следующие требования к постоянной крепи ствола (рис. 3.1-3.3):

– допускаемые отклонения стенок крепи ствола по радиусу от центрального отвеса составляют для монолитной бетонной и железобетонной крепи  $\pm 50$  мм, для тубинговой  $\pm 30$  мм (см. рис. 3.1, поз. 1);

– отклонение фактической (расчетной) оси ствола от проектного положения – не более  $1/20000$  глубины ствола  $H$  (см. рис. 3.1, поз. 2);

– допускаемые отклонения вертикальной оси опалубки от среднего положения центрального отвеса  $\pm 20$  мм (см. рис. 3.1, 3.2., поз. 3);

– величина уступов крепи между смежными положениями опалубки – не более 30 мм (см. рис. 3.2, поз. 4);

– уменьшение толщины стенок крепи по сравнению с проектной  $T$  – не более, чем на 30 мм (см. рис. 3.1, 3.2, поз. 5);

– крепление стволов монолитным бетоном (железобетоном) необходимо производить с применением передвижных металлических опалубок;

– передвижные опалубки должны устанавливаться симметрично относительно центрального отвеса;

– ошибки измерений в горизонтальной и вертикальной плоскостях не должны превышать  $\pm 10$  мм. Положение опалубки следует определять не менее чем в 8 точках по периметру (рис. 3.3);

– по окончании работ по проходке ствола необходимо выполнять контрольную профильную съемку стенок ствола с ошибкой не более  $\pm 10$  мм.

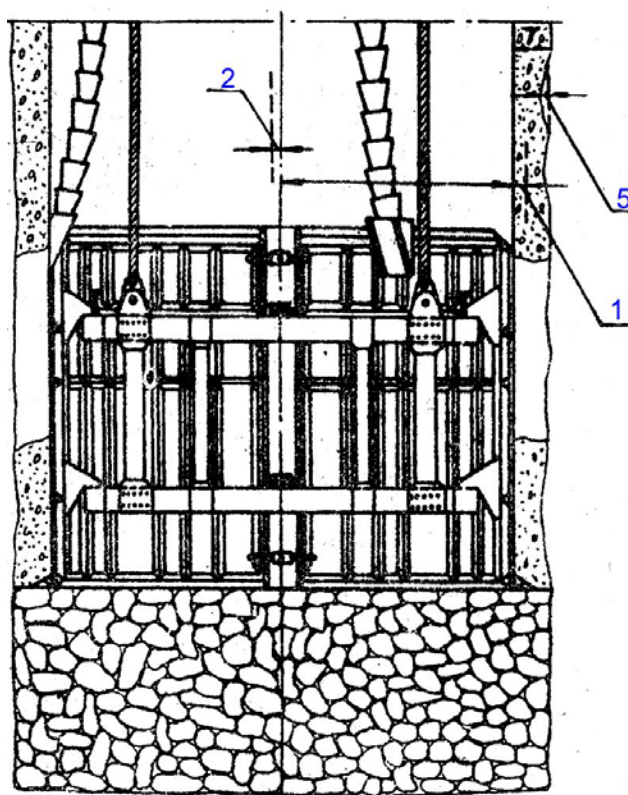


Рис. 3.1. Допустимые отклонения при возведении бетонной (железобетонной) крепи ствола

По данным профильной съемки должны составляться профили ствола и чертежи сечений через 50...100 м;

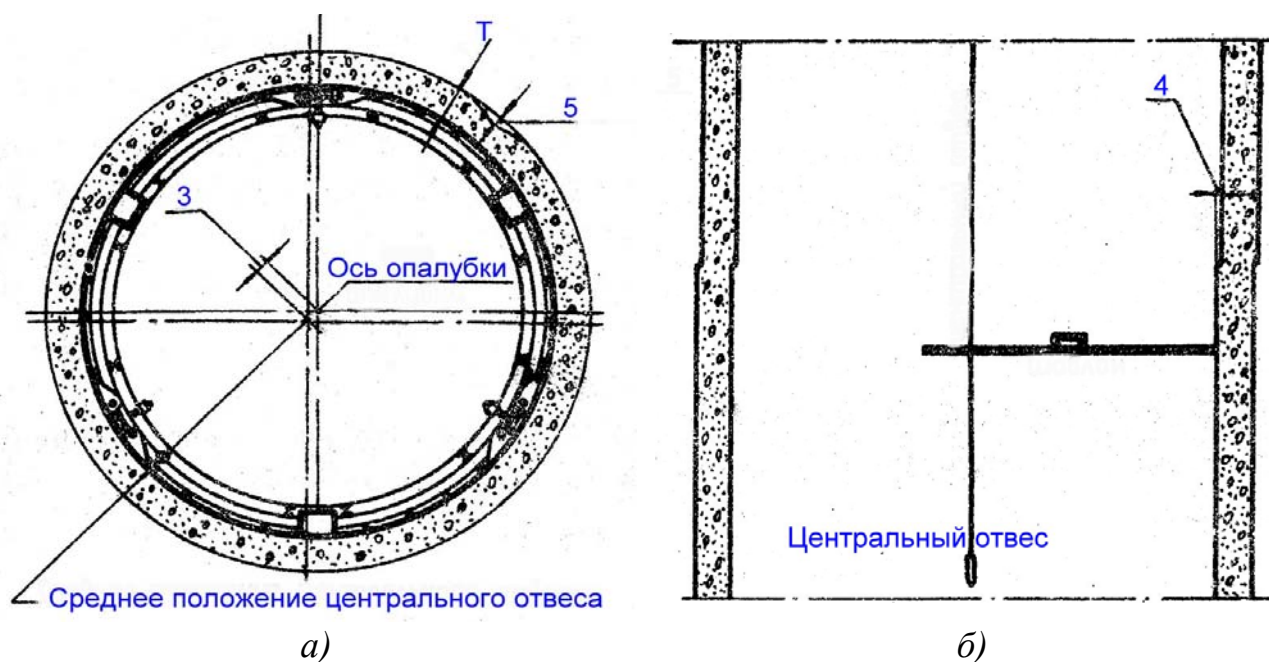


Рис. 3.2. Допустимые отклонения при возведении бетонной (железобетонной) крепи ствола

– поверхность крепи должна быть однородной, без скопления щебня. Общая площадь раковин не должна превышать  $100 \text{ см}^2$  на каждые  $5 \text{ м}^2$  поверхности крепи. Крепь не должна иметь разрывов, трещин и других нарушений.

Основным расчетным параметром, определяющим несущую способность крепи, является ее толщина.

В основу формулы по расчету толщины крепи положена известная формула Ляме (расчет толстостенного кольца) [108].

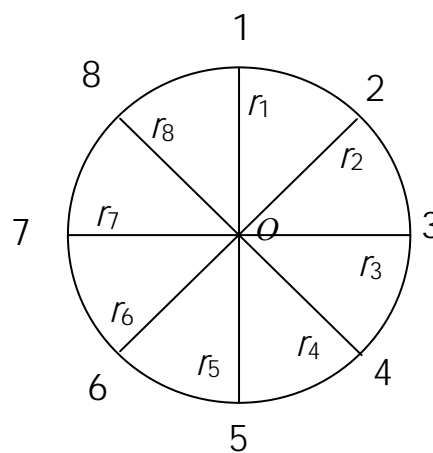


Рис. 3.3. Схема измерения положения металлической опалубки относительно центрального отвеса: О – центральный отвес,  $r_i$  – промеры от центрального отвеса до соответствующих точек  $i = 1, 2 \dots 8$  опалубки

$$b = r_0 \left( \sqrt{\frac{R_{np}}{R_{np} - 2P}} - 1 \right). \quad (3.1)$$

Расчет крепи, согласно [73] выполняется на основе формулы Ляме с поправочными коэффициентами:

$$b = m_y r_0 \left( \sqrt{\frac{m_{\sigma_1} m_{\sigma_3} m_{\sigma_7} R_{np}}{m_{\sigma_1} m_{\sigma_3} m_{\sigma_7} R_{np} - 2k_p P}} - 1 \right) - \delta_{np}, \quad (3.2)$$

где  $r_0$  – радиус вертикальной выработки в свету, мм;

$R_{np}$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, кПа;

$P$  – горизонтальное давление, кПа;

$\delta_{np}$  – толщина породобетонной оболочки, образующейся за счет проникновения бетона в окружающие нарушенные породы, мм,

$m_y, m_{\sigma_1}, m_{\sigma_3}, m_{\sigma_7}, k_p$  – коэффициенты, учитывающие специфику горно-геологических условий и особенности эксплуатации, которые не могут быть непосредственно смоделированы в расчетной схеме.

Несмотря на то, что эти коэффициенты определены на основе многочисленных экспериментов, многолетних наблюдений и опыта эксплуатации объектов, они все же несут известную степень неопределенности, отражая статистическую природу сложного объекта – толстостенной бетонной конструкции, взаимодействующей с неоднородным по своей структуре породным массивом. Поскольку каждый из коэффициентов определен с той или иной вероятностью, результирующая величина – толщина крепи – определена также с соответствующей вероятностью, причем тем меньшей, чем большее число коэффициентов введено в расчет. Поэтому в практике проектирования толщину крепи принимают, как правило, с некоторым запасом в расчете на неучтенные случайные факторы. Тем не менее, обследование состояния вертикальных стволов, предпринятое рядом исследователей, показало, что спроектированная таким образом крепь, далеко не всегда сохраняет работоспособность в течение предусмотренного проектом срока службы, разрушаясь с течением времени на участках различной длины, даже вне зоны влияния сопряжения.

На практике при сооружении стволов требования, перечисленные выше, не выполняются, что приводит к снижению качественных характеристик крепи ствола при его эксплуатации.

В первую очередь это относится к качеству оконтуривания стен ствола при выполнении буровзрывных работ, поскольку, при относительно фиксированном положении опалубки в центре ствола, фактический контур ствола может располагаться совершенно случайным образом, при этом преимущественно с большими переборами сечения. Исходя из этого, толщина крепи ствола меняется случайным образом. Так же случайным образом от сечения к сечению с глубиной ствола меняется и прочность породного массива.

В связи с этим, в главе 3 основными задачами исследований ставятся следующие:

– статистическая обработка данных о неровностях контура боковых стен стволов и установление зависимостей величины отклонений от основных влияющих горно-геологических и горнотехнических факторов;

– оценка запаса прочности крепи стволов с учетом изменения ее толщины, обусловленной неровностями внешнего контура, некоторым смещением положения опалубки и изменением прочности бетона.

## 3.2. Величины переборов внешнего контура крепи стволов

### 3.2.1. Постановка задачи

Собранные статистические данные о реальной форме породного контура, показали, что, во-первых, при проведении ствола буровзрывным способом его сечение и общая форма проектного контура не выдерживаются, сечение ствола всегда несколько больше запроектированного. При возведении крепи, как правило, происходит искажение общего очертания проектного контура. Во-вторых, вместо гладких поверхностей, которые предполагаются в проекте, фактически образуется неровная поверхность со сложным рельефом. Эти неровности усугубляются с течением времени под влиянием отслаивания, коррозии, вымывания. В результате монолитная бетонная крепь в горизонтальном сечении представляет собой конструкцию неправильной формы с переменной жесткостью (рис. 3.4).

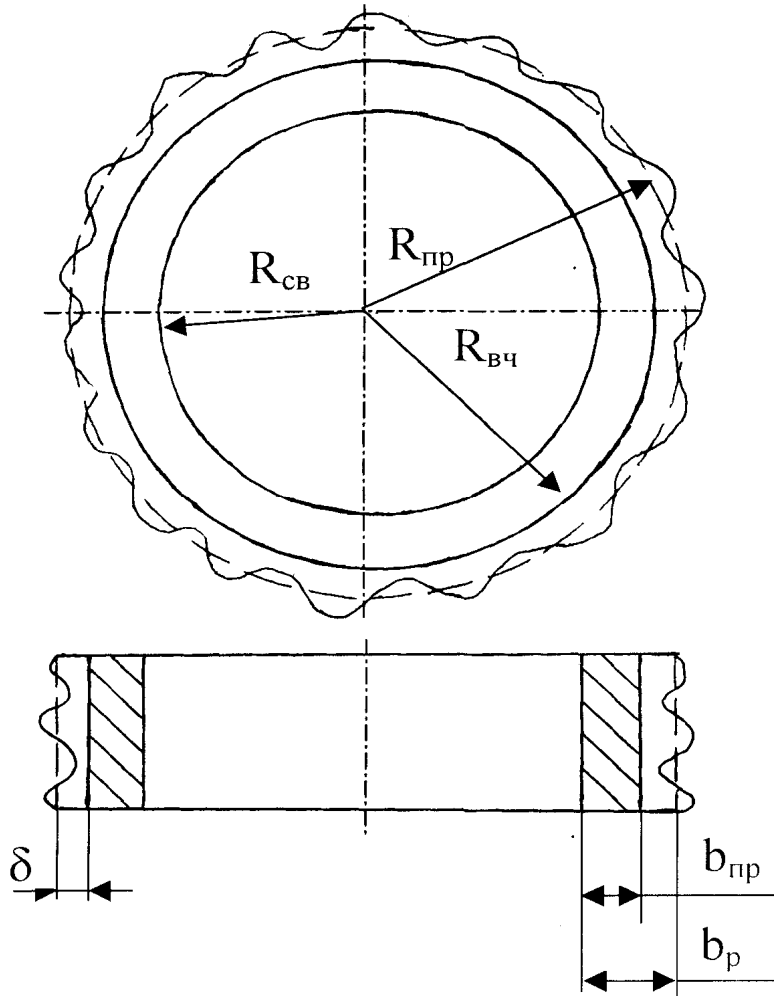


Рис. 3.4. Продольный и поперечный разрезы участка ствола:  $R_{св}$  – радиус ствола в свету;  $R_{вч}$  – радиус ствола в черне;  $R_{пр}$  – радиус ствола в проходке;  $b_{пр}$  – проектная толщина крепи;  $b_p$  – реальная толщина крепи;  $\delta$  – отклонение реальной толщины крепи от проектной,  $\delta = b_p - b_{пр}$

Кроме того, жесткость крепи меняется и по длине ствола, поскольку от сечения к сечению выработки меняется величина переборов, толщина заполнителя закрепного пространства и его плотность. Очевидно, что напряженно - деформированное состояние элементов такой конструкции тоже носит неравномерный случайный характер, который так или иначе, должен быть учтен в расчетах. Первым шагом на пути описания изменчивости толщины крепи является выявление статистических характеристик величины переборов, допускаемых при возведении крепи, и их связи с технологическими или горно-геологическими факторами.

### 3.2.2. Характеристика величины переборов при выемке пород

Задача сводится к анализу результатов измерений отклонений реальной толщины крепи вертикальных шахтных стволов от проекта. Данные собраны по 20 стволам различных шахт Донбасса (табл. 3.1).

Замеры радиусов выработок выполнялись через 8...9 м. В каждом сечении измерение толщины крепи производились в 16 точках.

Данные систематизированы путем построения интервальных рядов, параметры которых даны в табл. 3.2, и соответствующих гистограмм частот для разной крепости вмещающих пород (рис. 3.5-3.7).

При расчетах числовых характеристик полученных статистических распределений была отмечена следующая закономерность: средняя величина переборов коррелирует с крепостью пересекаемых пород (табл. 3.3).

По мере увеличения коэффициента крепости пород  $f$  (по шкале проф. М.М. Протодяконова) растет средняя выборочная величина переборов  $\delta$ .

Выявлен логарифмический характер связи (рис. 3.8). Получена зависимость вида:

$$\delta = 0,1 \ln f + 0,17, \quad (3.3)$$

с коэффициентом корреляции 0,90.

Таблица 3.1

## Характеристики вертикальных шахтных стволов

№ п/п	Название шахты	Назначение ствола	Диаметр в свету, м	Глубина, м	Угол падения пород, град	Проектная толщина крепи, мм
1	Белозерская	Главный № 4	7,0	608,5	10	400
2	Глубокая	Вентиляционный № 1	4,5	646	7	400
3	Глубокая	Вентиляционный № 2	5,5	1024	23	400
4	Заря	Вентиляционный № 2	6,5	834	7	400
5	Им. А.Г. Стаханова	Воздухоподающий № 4	7,0	1280	8	400
6	Им. А.Г. Стаханова	Вентиляционный № 5	7,0	1290	9	450
7	Им. А.Г. Стаханова	Вентиляционный № 7	7,0	1285	8	500
8	Им. А.Г. Стаханова	Вентиляционный № 8	7,0	1277	8	500
9	Им. А.Ф. Засядько	Воздухоподающий	6,0	1050	10	400
10	Им. А.Ф. Засядько	Вентиляционный	6,0	1085	11	400
11	Им. Поченкова	Воздухоподающий	7,0	1401	12	400
12	Комсомолец Донбасса	Вентиляционный № 3	6,0	811	12	400
13	Им. Челюскинцев 1	Воздухоподающий	5,0	887,6	10	300
14	Октябрьский рудник	Воздухоподающий	8,0	984	9	500
15	Октябрьский рудник	Вентиляционный	5,5	748	12	400
16	Россыпнянская 2	Клетевой	8,0	742	8	350
17	Ново-Бутовка	Воздухоподающий	6,5	833,4	8	400
18	№21 «бис»	Воздухоподающий	7,0	1030	10	400
19	Бутовка-Донецкая	Скиповой	7,0	1255	13	400
20	Им. Е.Т. Абакумова	Вентиляционный № 1	5,5	555	5	400

Таблица 3.2

## Интервальные ряды для величины отклонений

№ п/п	Границы интервала, $\delta_{i-1} - \delta_i$ , м	Середина интервала, $\delta_{icp}$ м
1	0 - 0,010	0,005
2	0,010 - 0,020	0,010
3	0,020 - 0,030	0,025
4	0,030 - 0,040	0,035
5	0,040 - 0,050	0,045
6	0,050 - 0,060	0,055
7	0,060 - 0,070	0,065

Таблица 3.3

## Статистические характеристики отклонений толщины крепи

№ п/п	Крепость пород	Среднее значение отклонений $m_{cp}$ , м	Стандарт, $m^2$ , м <sup>2</sup>	Коэффициент вариации $\eta$	Показатель асимметрии, $\beta_1$	Коэффициент эксцесса, $\beta_2$	Количество замеров, $n$
1	$f=1$	0,17	0,01	0,08	0,13	3,39	272
2	$f=2$	0,23	0,03	0,09	0,01	2,42	416
3	$f=3$	0,30	0,02	0,08	0	1,98	272
4	$f=4$	0,31	0,03	0,09	0	1,98	304
5	$f=5$	0,33	0,03	0,09	0,09	2,14	176
6	$f=6$	0,32	0,03	0,10	0,02	2,50	176
7	$f=7$	0,33	0,06	0,17	0,01	2,72	176
8	$f=8$	0,33	0,06	0,18	0,03	2,25	224
9	$f=9$	0,43	0,09	0,23	0,39	2,66	128
10	$f=15$	0,45	0,08	0,30	0,37	2,62	128

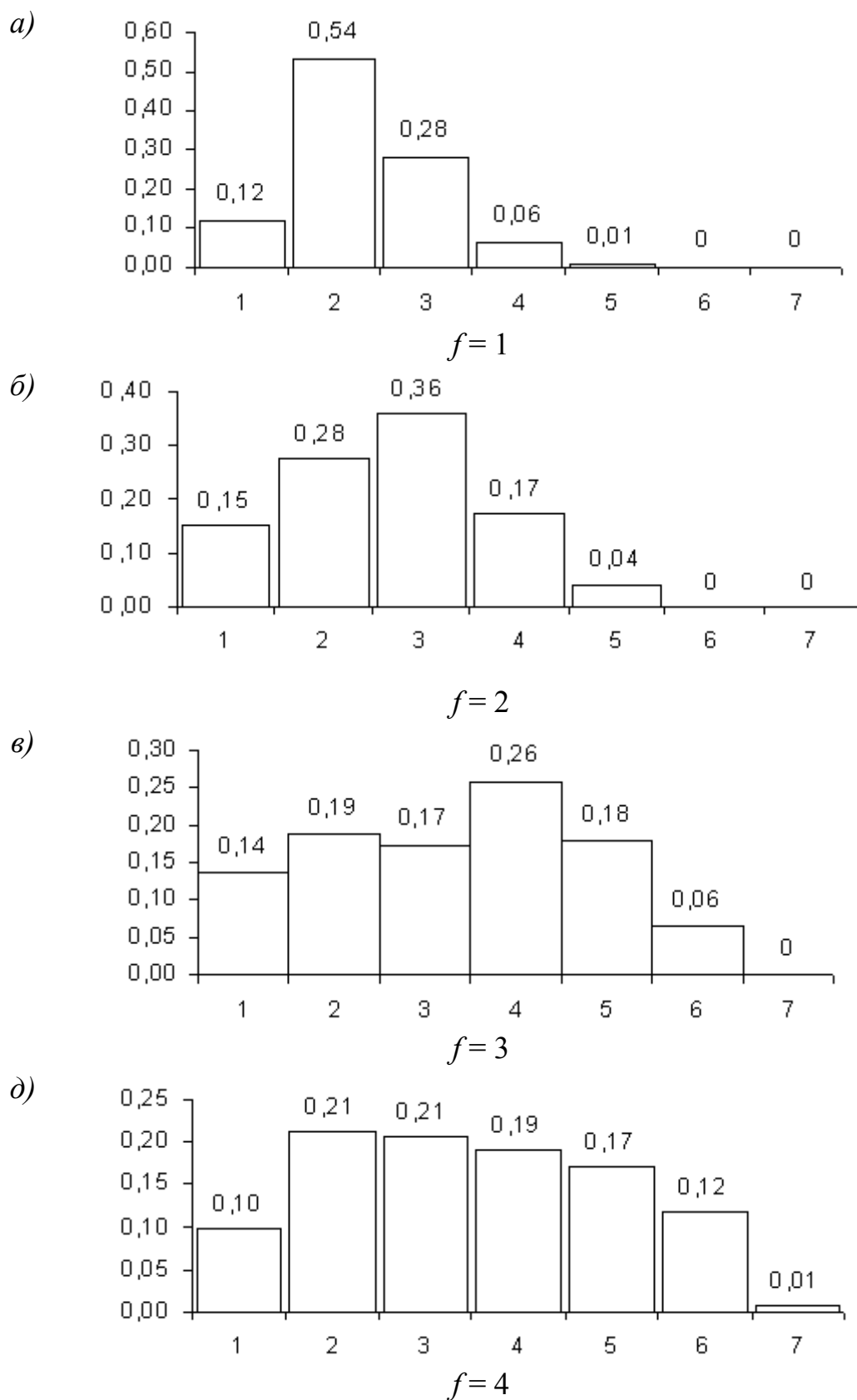


Рис. 3.5. Гистограммы отклонений бетонной крепи стволов в зависимости от крепости пород.



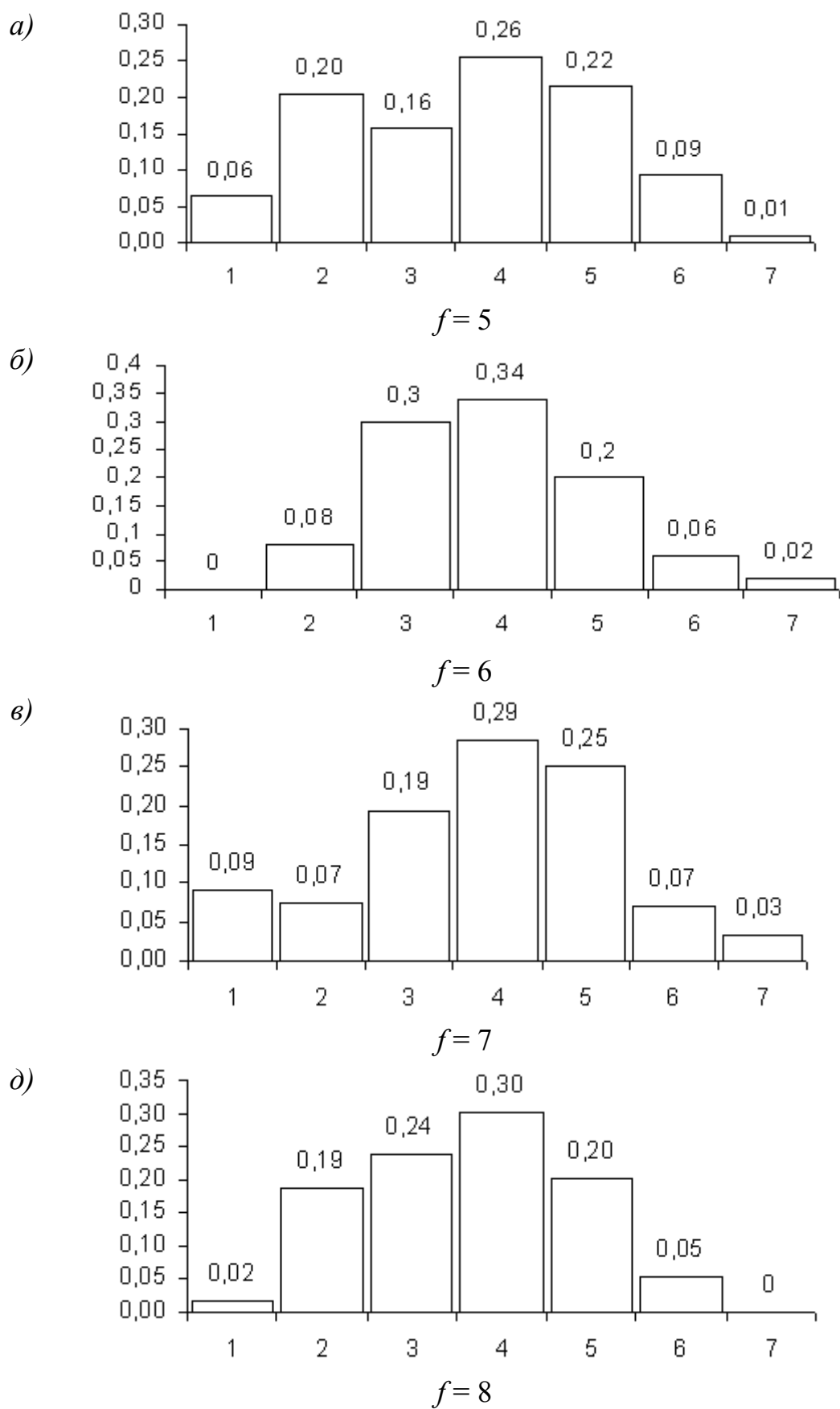
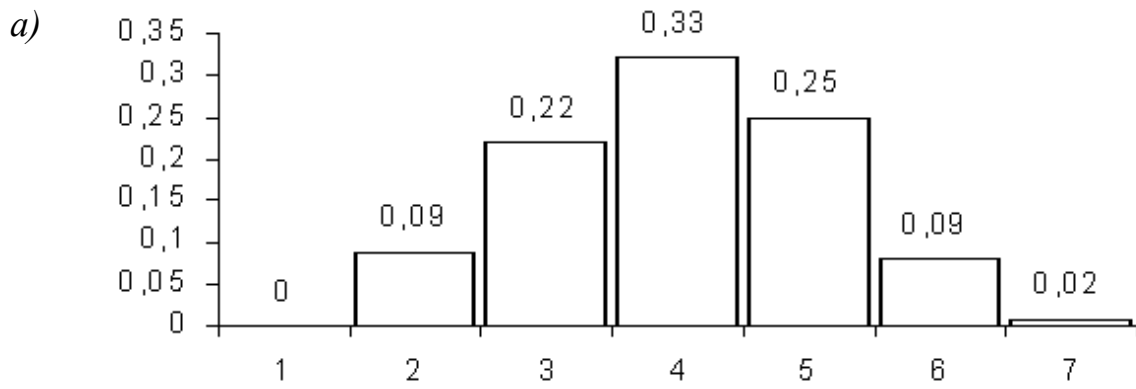
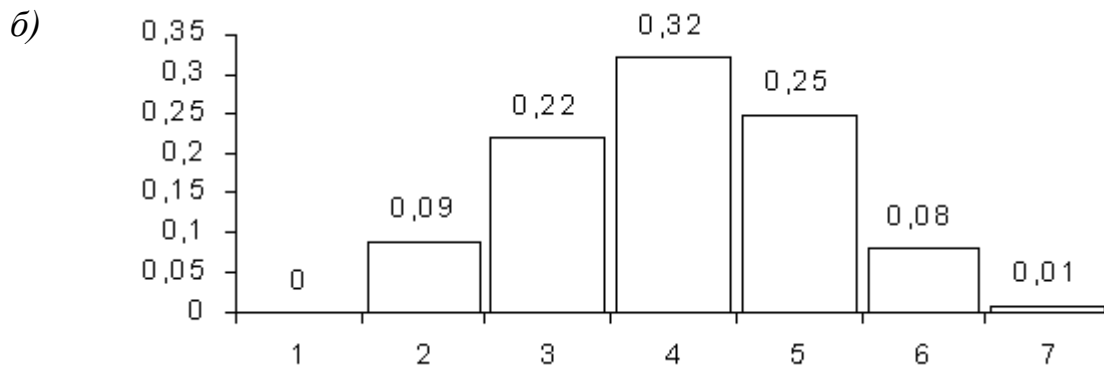


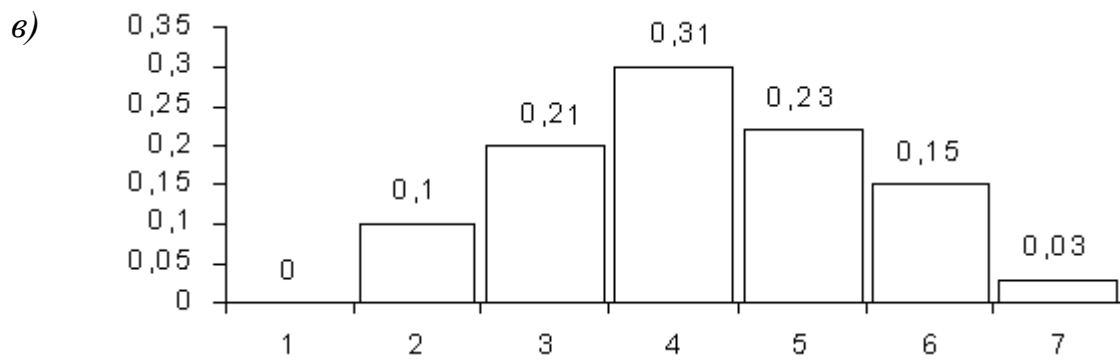
Рис. 3.6. Гистограммы отклонений бетонной крепи стволов в зависимости от крепости пород.



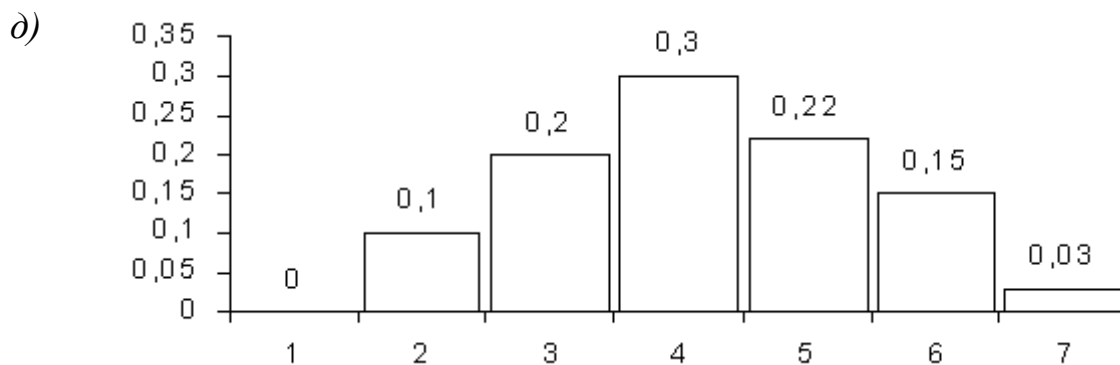
$f=9$



$f=10$



$f=12$



$f=15$

Рис. 3.7. Гистограммы отклонений бетонной крепи стволов в зависимости от крепости пород.

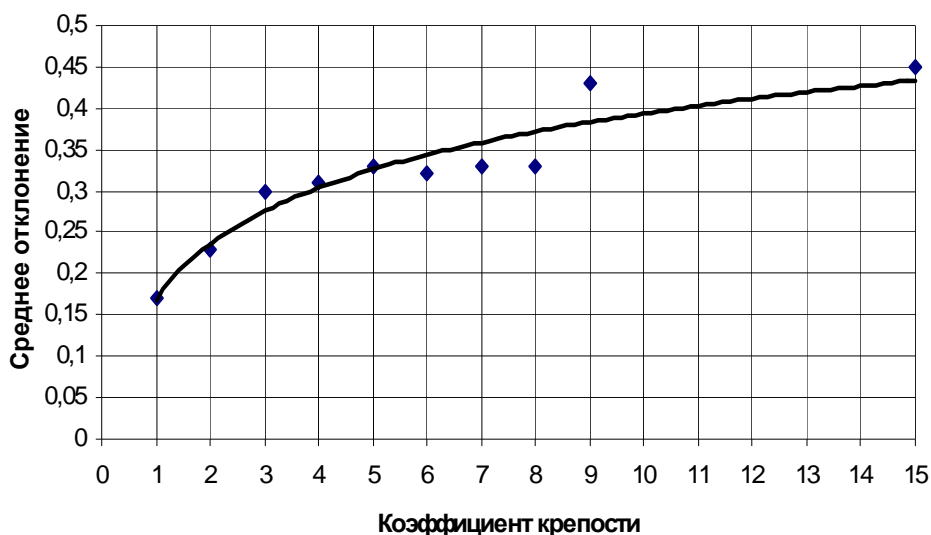


Рис. 3.8. Зависимость среднего отклонения толщины крепи  $\delta$  (см рис. 3.4) от крепости пород  $f$

Для более крепких пород отмечена и большая изменчивость величины переборов, а, следовательно, и толщины крепи. Об этом говорит рост относительной вариации величины  $\eta_{переб}$  с увеличением коэффициента крепости (рис. 3.9) от значения  $\eta_{переб} = 0,09$  для слабых пород ( $f = 2$ ) до значения  $\eta_{переб} = 0,3$  для крепких пород ( $f = 15$ ).

Зависимость имеет экспоненциальный характер:

$$\eta_{переб} = 0,06e^{0,11f}, \quad (3.4)$$

с коэффициентом корреляции 0,86.

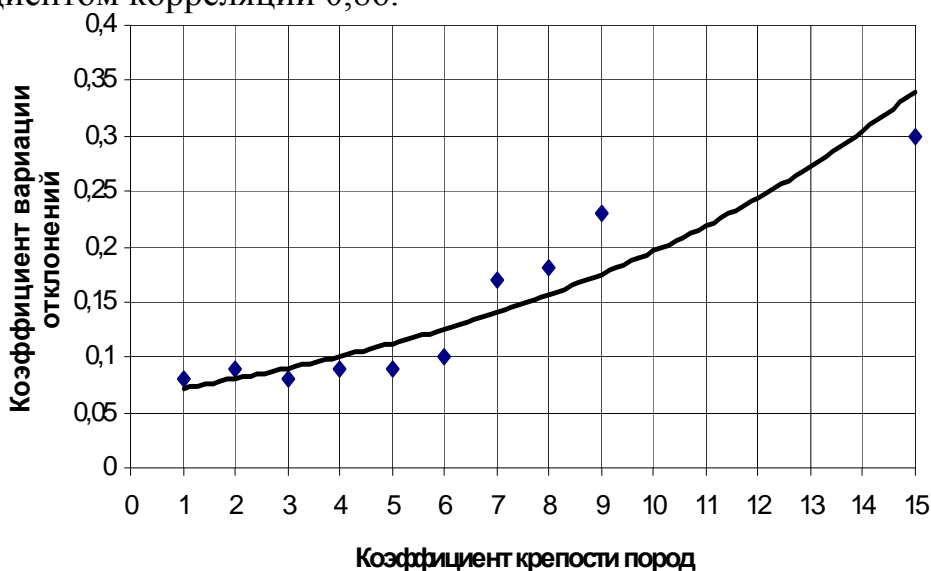


Рис. 3.9. Зависимость коэффициента вариации толщины крепи  $\delta$  от крепости пород  $f$

Обобщая полученные данные, были определены статистические характеристики отклонений реальной толщины крепи от проектной в зависимости от крепости пересекаемых пород, которые представлены в табл. 3.3.

Результаты выполненных исследований изложены в [109-111].

### 3.3. Запас прочности крепи ствола

#### 3.3.1. Основные положения метода группового учета аргументов

При решении различных научно-исследовательских задач возникает необходимость обработки экспериментальных данных с целью установления закономерностей изучаемых процессов и явлений. Широко признанным методом построения, анализа и оптимизации математических моделей различных технических, технологических, социальных и экономических процессов является метод группового учета аргументов (МГУА) [112].

Идея нахождения математической модели данного сложного объекта или процесса при помощи перебора многих вариантов по некоторому критерию сначала кажется сложно осуществимой, так как множество моделей в равной степени удовлетворяют небольшому числу данных, представленных в исходной таблице наблюдений. Однако, многорядный алгоритм МГУА позволяет рационализировать перебор в такой степени, чтобы он стал однозначным и реально осуществимым.

В основу метода положен так называемый геделевский подход [113]: только внешние критерии, основанные на новой информации, позволяют найти истинную модель объекта, скрытую в зашумленных данных. Второй основой теории самоорганизации моделей явился принцип неокончателных решений Д. Габора [114]. Согласно этому принципу всякая однорядная процедура может быть заменена многорядной при условии сохранения достаточной свободы выбора нескольких лучших решений каждого предыдущего ряда. При геделевском подходе и сохранении свободы выбора многорядный алгоритм МГУА позволяет найти единственную модель оптимальной сложности по минимуму внешнего критерия селекции.

В многорядном алгоритме МГУА на вход подается некоторый вектор входных переменных  $X = x_1, x_2, \dots, x_n$ . На первом ряду селекции образуются частные описания, объединяющие входные переменные по две:

$$y_1 = f_{11}(x_1, x_2), y_2 = f_{12}(x_1, x_2), \dots, y_s = f_{1s}(x_{n-1}, x_n). \quad (3.5)$$

Из них выбираются  $F$  описаний, наиболее удовлетворяющих внешнему критерию селекции.

На втором ряду образуются  $p$  частных описания второго ряда:

$$z_1 = f_{21}(y_1, y_2), z_2 = f_{22}(y_1, y_2), \dots, z_p = f_{2p}(y_{s-1}, y_s). \quad (3.6)$$

Из них выбирается  $F$  лучших для использования в следующем, третьем ряду и т.д. Для каждого ряда находится наилучшая (по критерию селекции) модель. Ряды селекции наращиваются, пока оценка критерия уменьшается.

По виду опорной функции  $f$  выделяют различные виды многорядного алгоритма МГУА. Ниже приведены наиболее используемые численные процедуры.

1. *Алгоритм с линейными полиномами* – использует частные описания вида:

$$y_k = a_0 + a_1 x_i + a_2 x_j,$$

где  $1 < i, j < n$ ,  $n$  – число входных аргументов.

2. Алгоритм с ковариациями и квадратичными частными описаниями – использует частные описания двух видов:

$$y_k = a_0 + a_1 x_i + a_2 x_j + a_3 x_i x_j,$$

$$y_k = a_0 + a_1 x_i + a_2 x_j + a_3 x_i x_j + a_4 x_i^2 + a_5 x_j^2.$$

3. Алгоритм со случайным выбором партнеров – расширяет перебор и включает в себя пары переменных разных рядов селекции.
4. Алгоритм с последовательным выделением трендов. Трендами называют уравнения регрессии по любому одному аргументу:  $f(x_1), f(x_2), \dots, f(x_n)$ . Данный вид алгоритма использует частные описания вида:

$$y_k = a_0 + a_1 f_1(x_1) + a_2 f_2(x_2) + \dots + a_m f_m(x_m).$$

5. Алгоритм с мультипликативными моделями. В этом виде алгоритма используются частные описания в классе произведений различных трендов:

$$y_k = a_0 f_1(x_1) f_2(x_2) \dots f_m(x_m).$$

6. Обобщенный алгоритм МГУА. Использует опорную функцию включающую в себя как произведения, так и суммы трендов.

Класс моделей, генерируемых с помощью многорядного алгоритма МГУА, в общем случае имеет вид:

$$y = \sum_{q=1}^s a_q * \prod_{j=1}^n x_j^\alpha, \quad (3.7)$$

где  $y$  – выходная переменная

$q$  – номер члена в модели,  $q = 1, 2, \dots, s$ ;

$s$  – число членов в модели;

$a_q$  – коэффициент при  $q$ -м члене;

$x_j$  –  $j$ -я входная переменная  $j = 1, 2, \dots, n$ ;

$n$  – число входных переменных;

$\alpha$  – показатель степени, в которой  $j$ -я входная переменная входит в  $q$ -й член.

В математических моделях, сгенерированных по данной методике влияние исходных данных, составляющих выходную зависимость, не одинаково. Влияние фактора определяется очередностью попадания в модель ( $q$ ). Так наиболее влияющие характеристики (образующие) входят в модель на первом ряду генерации ( $q = 1$ ), менее влияющие на втором ( $q = 2$ ) и т.д.

Отдельным подходом, применяемым к генерации моделей по методу группового учета аргументов, является искусственная нейронная сеть [115].

Идея нейронных сетей родилась в рамках теории искусственного интеллекта, в результате попыток имитировать способность биологических нервных систем обучаться и исправлять ошибки. Нейронные сети – это модели биологических нейронных сетей мозга, в которых нейроны имитируются относительно простыми, часто однотипными, элементами (искусственными нейронами). Нейронная сеть может быть представлена направленным графом с взвешенными связями, в котором искусственные нейроны являются вершинами, а связи – дугами.

Нейронные сети широко используются для решения разнообразных задач. Среди областей применения нейронных сетей – автоматизация процессов распознавания образов, прогнозирование, адаптивное управление, создание экспертных систем, организация ассоциативной памяти, обработка аналоговых и цифровых сигналов, синтез и идентификация электронных цепей и систем.

Типичный пример сети с прямой передачей сигнала показан на рис. 3.10.

Нейроны регулярным образом организованы в слои. Входной слой служит просто для ввода значений входных переменных. Каждый из скрытых и выходных нейронов соединен со всеми элементами предыдущего слоя.

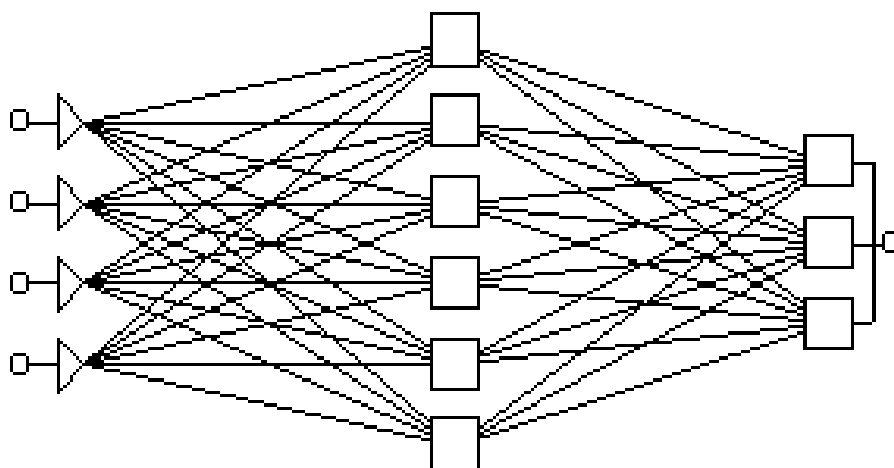


Рис. 3.10. Нейронная сеть с прямой передачей сигнала

### 3.3.2. Генерация моделей с использованием алгоритма МГУА

Для генерации зависимостей по алгоритму МГУА необходимо указать начальную матрицу частных описаний  $G_0$ ; определить оператор  $R$ , осуществляющий отображение  $G_r \rightarrow G_{r+1}$ , где  $r = 1, 2, \dots$  – номер итерации и указать правило завершения итераций.

Матрица частных описаний ряда  $r$  имеет вид:  $G_r = [Z_{1r} Z_{2r} \dots Z_{qr}]$ , где  $Z_{1r}, Z_{2r}, \dots, Z_{qr}$  –  $m$ -мерные вектора.

Оператор  $R$  выполняет отображение  $G_r = R(G_{r-1})$ .

Многорядный алгоритм МГУА оперирует матрицами частных описаний  $G_r$  и моделями, соответствующим векторам  $Z_{1r}, Z_{2r}, \dots, Z_{pr}$ . В качестве начальной матрицы частных описаний выбирается матрица вида:

$$G_0 = [O, O, \dots, X_1, X_2, \dots, X_n],$$

где  $O$  – нулевые векторы;

$X_1, X_2, \dots, X_n$  – векторы входных переменных.

В качестве моделей, соответствующих столбцам матрицы  $G_0$  примем:

$$f_i(\theta) = \begin{cases} 0, & \text{если } Z_i = 0; \\ 1, & \text{если } Z_i = 1; \\ \theta_k, & \text{если } Z_i = X_k, \end{cases}$$

где  $k = 1, 2, \dots, n$ .

Оператор  $R$  определим следующим образом:

$$Z_r(i) = g(Z_{1r-1}(i), Z_{2r-1}(i), \dots, Z_{pr-1}(i)),$$

где  $r = 1, 2, 3 \dots$  – номер ряда;

$i = 1, 2, \dots, m$  – номер наблюдения;

$j1, j2, \dots, j3 = 1, 2, \dots, p$  – номера частных описаний из матрицы  $G_{r-1}$ ;

Коэффициенты и вид функции  $g(Z_{1r-1}(i), Z_{2r-1}(i), \dots, Z_{pr-1}(i))$  определяются по выбранному методу оценивания.

Пусть  $f_{jr}(\theta_r)$  – модели соответствующие векторам  $Z_j$ . Перенумеруем их так чтобы выполнялись неравенства  $CR(f_1^r) \leq CR(f_2^r) \leq \dots \leq CR(f_p^r)$ , где  $CR(f_k^r)$  – значения критерия идентификации.

Все критерии условно можно разделить на две группы:

1) использующие всю выборку данных;

2) основанные на разбиении выборки на части. При вычислении большинства критериев, как правило, используется значение остаточной суммы квадратов:

$$RSS(s) = \sqrt{\sum_n [y(x) - f(x, \theta(s))]^2},$$

где  $s$  – сложность модели, т.е. число оцениваемых параметров;

$n$  – количество наблюдений.

Внешний критерий регулярности  $AR$  основан на вычислении оценок параметров и значений критериев на разных частях выборки (выборка разбивается на подвыборки А и В).

$$AR(s) = \sqrt{\sum_n (y_B - f(X_B, a_{As}))^2}.$$

Таким образом, оператор  $R$  осуществляет отображение: матрице  $G_{r-1}$  ставит в соответствие матрицу  $G_r$ , столбцами которой с 1-го по  $F$ -й являются векторы  $Z_{1r}, Z_{2r}, \dots, Z_{Fr}$ , а столбцы, начиная с  $F+1$ -го, остаются такими же, как в матрице  $G_{r-1}$ .

Число  $F$  лучших частных описаний, передаваемых на следующую итерацию, в программной реализации, адаптированной к решению ряда прикладных задач, удовлетворяет условию  $F \leq 3$ . Для определения конкретного значения  $F$ , вычисляется средняя погрешность полученного лучшего частного описания:

$$E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{y(i) - Z_{1r-1}(i)}{Z_{1r-1}(i)} \right|,$$

при  $E \geq 1$  – принимается  $F = 3$ ; при  $0,5 \leq E < 1$  –  $F = 2$ ; при  $0,1 \leq E < 0,5$  –  $F = 1$ .

Вычисления заканчиваются на итерации  $r^*$ , если выполнено условие:

$$CR(f_1^{r-1}) - CR(f_2^r) \leq \delta,$$

где  $\delta$  – заданное число, определяемое из соображений исследователя.

Данная разность фактически показывает насколько уменьшилось значение критерия идентификации по сравнению с предыдущим рядом генерации. Если изменение критерия мало, дальнейшее выполнение алгоритма приведет к усложнению модели при незначительном уменьшении погрешности полученного лучшего частного описания.

### 3.3.3. Адаптация алгоритма МГУА к решению задачи вероятностной оценки коэффициента запаса устойчивости крепи ствола

Известно, что устойчивость подземных горных выработок определяется огромным количеством горно-геологических, горнотехнических, геомеханических и технологических факторов, степень влияния которых, неодинакова. Логично предположить, что среди этого множества факторов существует некоторое количество наиболее влияющих, которые обуславливают степень проявления горного давления вблизи выработок и их состояние.

Применим многорядный алгоритм МГУА к задаче оценки устойчивости протяженной выработки, функционирующей в стохастически неоднородном массиве.

Расчетная толщина крепи определяется по зависимости (3.2). Основными параметрами, входящими в расчетную формулу являются  $R_{обц}$  – суммарное горное и гидростатическое давление и  $Rб$  – расчетная прочность бетона (крепи), а также некоторые свойства и состояние породного массива и крепи оце-



ниваемые коэффициентами:  $C$  – критерий устойчивости ствола;  $K_c$  – коэффициент структурного ослабления (трещиноватость вмещающих пород);  $m_y, m_{\sigma_1}, m_{\sigma_3}, m_{\sigma_7}, k_p$  – коэффициенты, учитывающие специфику горно-геологических условий и особенности эксплуатации, которые не могут быть непосредственно смоделированы в расчетной схеме.

В реальных условиях состояние крепи будет определяться рядом других показателей, которые не учитываются расчетной формулой 3.2.

В первую очередь, о чем уже говорилось выше, это неровности контура ствола после буровзрывных работ. Как было показано, их размер и форма совершенно случайные величины, как правило, превышающие проектный контур ствола и возрастающие с увеличением крепости пород.

Внутренний контур также не является идеальной окружностью и, в зависимости от жесткости опалубки, имеет определенную степень эллиптичности. Как было показано в [116], фактическая величина эллиптичности сама по себе не оказывает заметного влияния на напряженно-деформированное состояние крепи, однако при совместном влиянии неровностей внешнего контура, эксцентриситета [117], прочности бетона, трещиноватости, обводненности и др. может оказаться существенной.

Выбор для расчета требуемой прочности бетона и введение определенного запаса с помощью коэффициентов условий работы тем не менее не учитывает главного фактора – неоднородности бетона, и в связи с этим, неоднозначности его прочностных показателей.

Однако, рассчитанная по (3.2) толщина крепи  $b_p$  для участков ствола, находящихся в различных по свойствам и прочности породах (минимальная для крепких, плотных, сухих и максимальная – для слабых, трещиноватых, обводненных), усредняется по максимальному рассчитанному значению и устанавливается как окончательно принятая толщина крепи ствола  $b_{np}$ . Таким образом, наибольший коэффициент запаса прочности будет иметь участок ствола в крепких, устойчивых породах, наименьший – в слабых, обводненных.

Выполним оценку степени устойчивости участка ствола в конкретном сечении с учетом фактических параметров крепи для этого же сечения.

Примем в качестве основной величины, по которой выполняется оценка устойчивости ствола на конкретной отметке глубины значение  $K'_{zy}$  – условный коэффициент запаса прочности крепи, принимая в данном случае фактическую толщину крепи  $B_{факт}$ , как условный эквивалент ее предельно допустимой прочности для конкретного сечения ствола:

$$K'_{zy} = \frac{B_{факт}}{b_p}, \quad (3.8)$$

где  $B_{факт} = b_{np} \pm \Delta R_{вч} \pm \Delta R_{св}$  – фактическая толщина крепи ствола с учетом неровностей внешнего породного контура  $\Delta R_{вч}$ , эллиптичности и эксцентриситета крепи  $\Delta R_{св}$ , определенная по результатам натуральных исследований;

$b_p$  – толщина крепи рассчитанная по (3.2).

С учетом этого можно записать:

$$K'_{3y} = \frac{B_{\text{факт}}}{m_y r_0 \left( \sqrt{\frac{m_{\sigma_1} m_{\sigma_3} m_{\sigma_7} R_{\text{нр\_факт}}}{m_{\sigma_1} m_{\sigma_3} m_{\sigma_7} R_{\text{нр\_факт}} - 2k_p P} - 1} \right)}. \quad (3.9)$$

Фактические значения этих факторов определяли при проходке вертикального ствола:

$\Delta R_{вч}$  – после выполнения буровзрывных работ путем фактических замеров радиуса стенок ствола вчерне для фиксированной точки;

$\Delta R_{св}$  – после крепления участка ствола бетонной крепью для той же фиксированной точки на уровне подвешного полка;

$R_{\text{нр\_факт}}$  – фактическая прочность бетона, полученная по результатам испытания образцов-кубов для соответствующей партии бетонной смеси, укладываемой в опалубку.

Исходные данные для проведения расчетов приведены в табл. 3.4.

Расчетные значения для оценки фактической толщины крепи и условного коэффициента запаса прочности приведены в табл. 3.5.

Исходными данными к расчету являются:

Входные переменные

1.  $\Delta R_{вч}$  – отклонение породного контура от проектной величины радиуса в проходке;
2.  $\Delta R_{св}$  – отклонение внутреннего контура от проектного значения (эллиптичность и эксцентриситет);
3.  $K_c$  – коэффициент структурного ослабления (трещиноватость вмещающих пород);
4.  $R_{\text{нр\_ф}}$  (далее –  $R_b$ ) – фактическая прочность бетона (крепи);
5.  $H$  – глубина участка ствола, м;
6.  $\gamma$  – плотность пород, кН/м<sup>3</sup>;
7.  $C$  – критерий устойчивости ствола
8.  $R_{ска}$  – прочность пород с учетом коэффициента структурного ослабления;
9.  $P_{\text{гидр}}$  – гидростатическое давление;
10.  $P_{\text{гор}}$  – горное давление;
11.  $P_{\text{общ}}$  – суммарное горное и гидростатическое давление;
12.  $A$  – поправочный коэффициент;
13.  $B$ , мм – расчетная толщина крепи;
14.  $B_{\text{пр}}$ , м – принятая толщина крепи;
15.  $f$  – коэффициент крепости по шкале Протождьяконова;
16.  $B_{\text{факт}}$  – фактическая толщина крепи;
17.  $\Theta = R_{ска}/\gamma H$  – показатель условий разработки;
18.  $B_{\text{факт}2}$  – фактическая толщина крепи с учетом эллиптичности и эксцентриситета.

Выходная переменная

$K'_{3y}$  – условный коэффициент запаса прочности крепи.

### 3.3.4. Результаты аналитических исследований и математические модели

В результате численного моделирования с использованием различных критериев структурной идентификации, а также искусственных нейронных сетей с обучением на разных частях исходной выборки, получены следующие математические модели.

1. Модель, при генерации которой использовались 75% исходных данных в качестве обучающей выборки:

$$K'_{зу} = 13.6965 + R\delta * \sqrt{\text{del}R_{вч}} * 0.0005 + R\delta^2 * 8.145e-08 + \sqrt{C} * \sqrt{R_{общ}} * (-2.00743)$$

Коэффициент детерминации  $R^2 = 0.94$ . Корреляция 0,93.

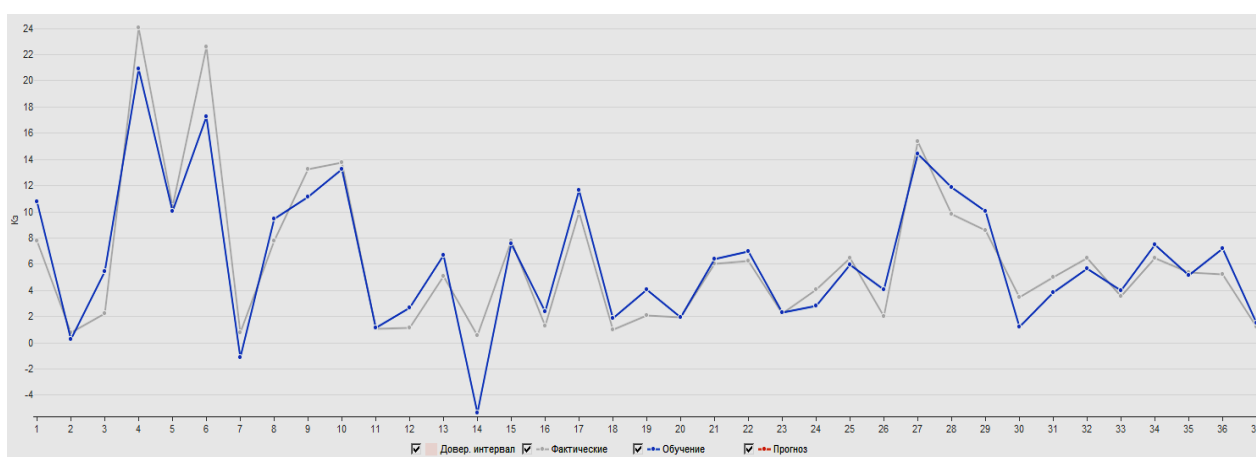


Рис. 3.11. Значения выходной переменной  $K'_{зу}$  модель 1

На графике серым цветом (тонкая линия) показаны реальные значения выходной переменной, а темно-синим (жирная линия) – значения, полученные при моделировании.

2. Модель, при генерации которой использовались 15% исходных данных в качестве обучающей выборки:

$$K'_{зу} = 0.66653 + Q * R\delta * 0.0025 + Q * R_{общ} * (-0.0358701) + \text{del}R_{вч} * R\delta * 0.00169598$$

Коэффициент детерминации  $R^2 = 0.94$ . Корреляция 0,93.

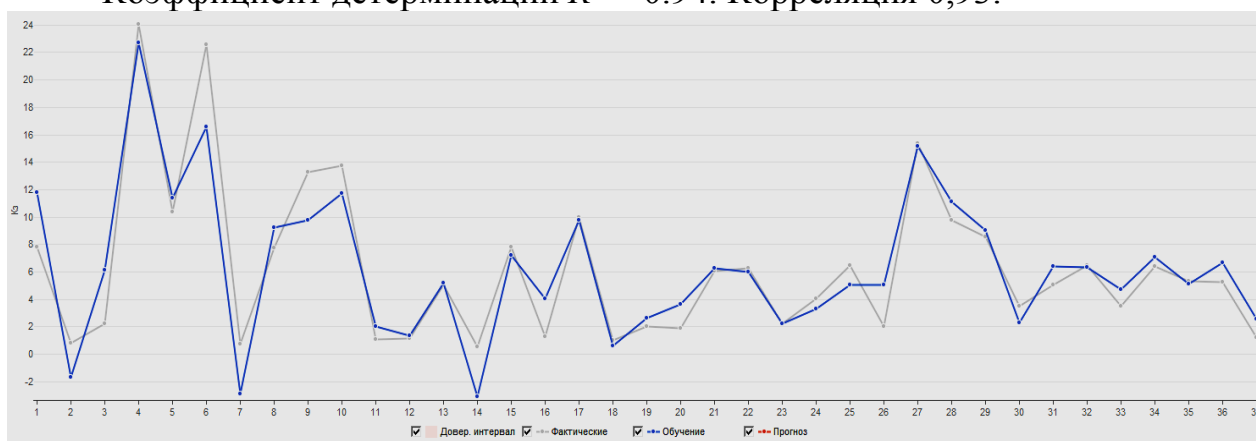


Рис. 3.12. Значения выходной переменной  $K'_{зу}$  модель 2

3. Модель, при генерации которой использовались 20% исходных данных в качестве обучающей выборки:

$$K'_{зу} = 5.7814 + \sqrt[3]{\text{del}R_{вч}} * \sqrt[3]{R_6} * 0.204889 + \sqrt[3]{R_6^2} * 0.0344045 + \sqrt[3]{C} * \sqrt[3]{P_{обш}} * (-2.05942)$$

Коэффициент детерминации  $R^2 = 0.94$ . Корреляция 0,93.

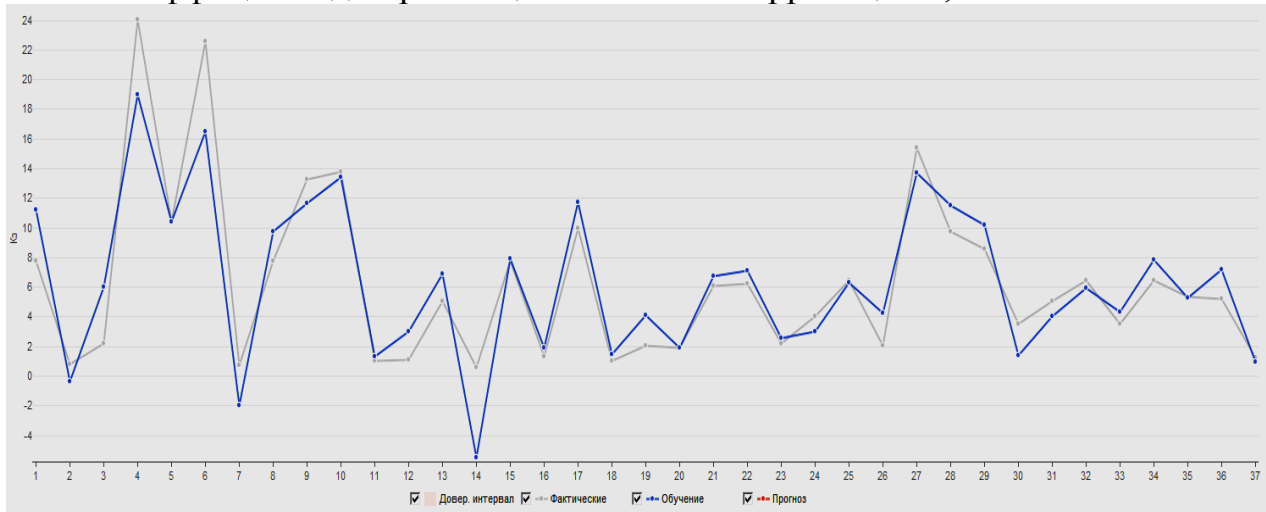


Рис. 3.13. Значения выходной переменной  $K'_{зу}$  модель 3

4. Нейронная сеть, при генерации которой использовались 10% исходных данных в качестве обучающей выборки:

$$K'_{зу} = -0.00965573 + (\text{del}R_{вч})^2 * (-0.386354) N3 * 1.00663 + N3^2 * (-0.0002941),$$

$$N3 = 0.0456266 + C * (-0.152855) + C * N4 * (-0.0137125) + C^2 * 0.0612281 + N4 * 1.02147$$

$$N4 = 1.78926 + \sqrt[3]{R_6} * (-0.091) + N5 * 1.00728 + N5^2 * 7.82697e-05$$

$$N5 = 0.373555 + K_{с^2} * (-0.79627) + N6 * 0.992601 + N6^2 * 0.00054$$

$$N6 = 0.006184 + \sqrt[3]{\text{del}R_{св}} * 0.0261$$

Коэффициент детерминации  $R^2 = 0.999$ . Корреляция 0,999.

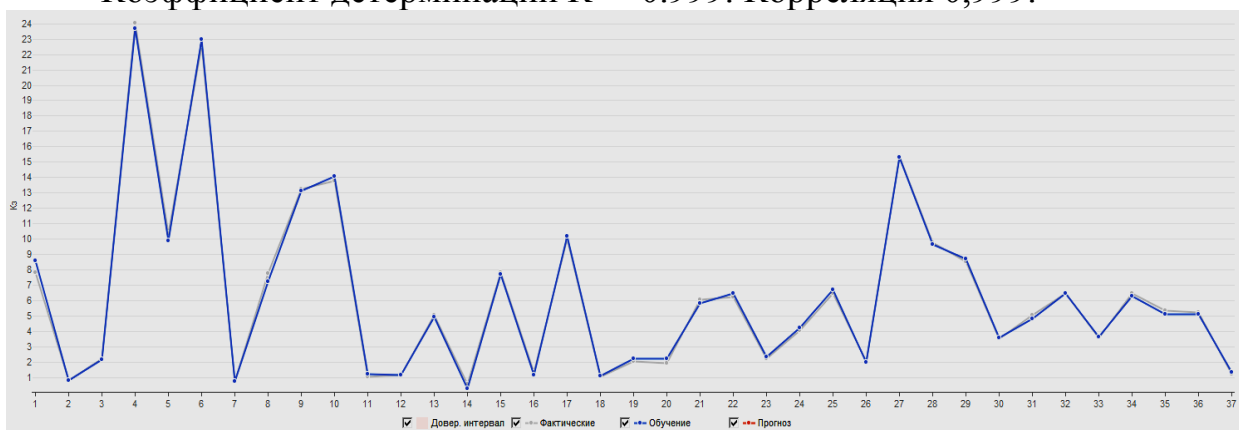


Рис. 3.14. Значения выходной переменной  $K'_{зу}$  нейронная сеть (модель 4)

5. Нейронная сеть, при генерации которой использовались 33% исходных данных в качестве обучающей выборки:

$$K'_{zy} = -0.045 + N4^2*(-0.00074) + N2*1.01547,$$

$$N2 = -0.211772 + N6*N3*0.0075041 + N6^2*(-0.01599) + N3*1.12562$$

$$N3 = 0.0385369 + \sqrt[3]{R6} * N4 * 0.050569 + N4^2 * (-0.00447)$$

$$N4 = -0.0228964 + \sqrt[3]{delRcv} * N5 * 0.250535 + N5 * 1.02006$$

$$N5 = 4.06369 + \sqrt[3]{Робщ} * N6 * 0.0140 + \sqrt[3]{Робщ^2} * (-0.04576) + N6^2 * 0.0494$$

$$N6 = 46.971 + \sqrt[3]{delRvч} * 16.4457 + \sqrt[3]{delRvч} * \sqrt[3]{Робщ} * (-2.2348) + \sqrt[3]{delRvч^2} * 1.396 + \sqrt[3]{Робщ} * (-12.835) + \sqrt[3]{Робщ^2} * 0.877$$

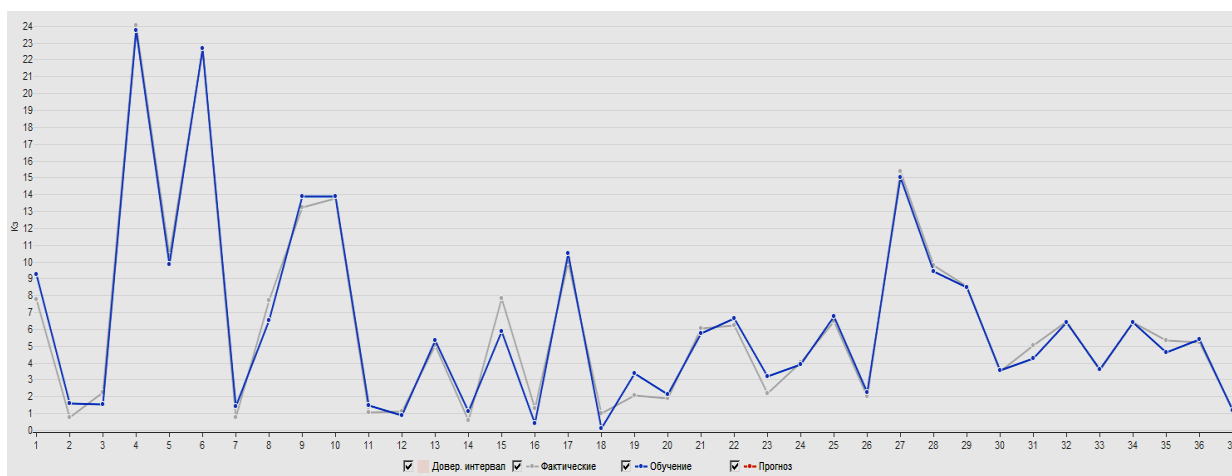


Рис. 3.15. Значения выходной переменной  $K'_{zy}$  нейронная сеть (модель 5)  
Коэффициент детерминации  $R^2 = 0.993$ . Корреляция 0,992.

6. Нейронная сеть, при генерации которой использовались 50% исходных данных в качестве обучающей выборки:

$$K'_{zy} = -1.16813e-15 + \sqrt[3]{delRcv} * 2.22846e-14 + N2$$

$$N2 = -0.02838 + \sqrt[3]{delRcv} * 2.09939 + N3 * 1.01709$$

$$N3 = -9.14756 + \sqrt[3]{Q} * 12.4012 + N4 * 1.0265$$

$$N4 = -0.221007 + \sqrt[3]{delRvч} * 2.91623 + N5 * 0.973884$$

$$N5 = -19.6217 + \sqrt[3]{Kc} * 22.3727 + N6 * 1.02915$$

$$N_6 = -20.5243 + \sqrt[3]{R_6} * 1.86557 + \sqrt[3]{P_{общ}} * (-1.97707)$$

Коэффициент детерминации  $R^2 = 0.92$ . Корреляция 0,91.

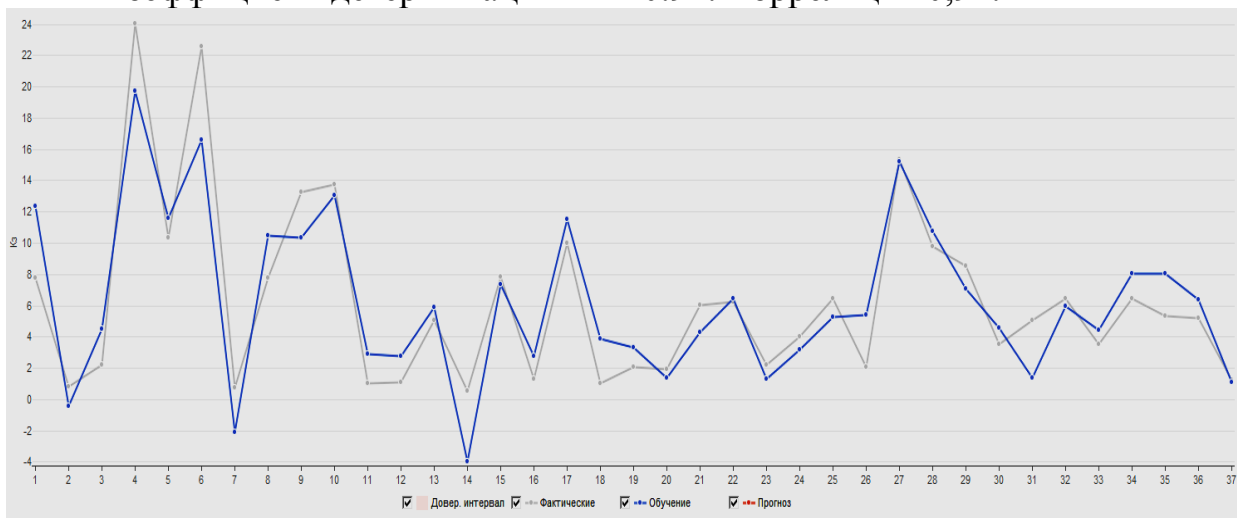


Рис. 3.16. Значения выходной переменной  $K'zu$  у нейронная сеть (модель 6)

Следует отметить, что при обработке исходных данных было генерировано более 50 моделей, однако в данной работе приведены лишь те зависимости, корреляция которых не менее 0,9.

Влияние входного фактора определяется очередностью попадания в модель. Так образующие факторы входят в модель на первом ряду генерации, менее влияющие на втором и т.д.

Анализ полученных зависимостей показал, что наиболее влияющими на величину коэффициента запаса ( $K'zu$ ) являются: отклонение породного контура ( $delR_{вч}$ ) и фактическая прочность бетона ( $R_6$ ). Также значительное влияние на выходную переменную оказывают – отклонение внутреннего контура от круговой формы ( $delR_{св}$ ) и суммарное горное и гидростатическое давление ( $P_{общ}$ ). Остальные факторы систематического воздействия не оказывают.

Таблица 3.4

## Исходные данные

№	H, м	Rкк	Y	C	K	Rгидр	Rгор	Робщ	кс	Q(тега)
1	308.6	63.0	27.5	0.95	1	0	26	26	0.8	0.742356
2	334.9	72.0	25.0	0.91	1	381	15	396	0.75	0.859958
3	340.7	72.0	26.0	0.93	1	418	15	433	0.6	0.812806
4	347.3	63.0	26.0	1.07	1	0	33	33	0.8	0.69769
5	367.1	72.0	26.5	1.00	1	1	30	30	0.7	0.74012
6	383.7	54.0	28.4	1.36	1	0	46	46	0.7	0.495546
7	388.5	72.0	26.7	1.06	1	407	20	427	0.8	0.694113
8	404.5	54.0	26.4	1.44	1	0	54	54	0.75	0.505675
9	418.8	54.0	26.4	1.49	1	0	56	56	0.6	0.488408
10	439	54.0	26.4	1.56	1	0	54	54	0.8	0.465935
11	476.4	81.0	26.2	1.16	1	474	23	496	0.7	0.648951
12	488.8	81.0	26.4	1.19	1	520	24	544	0.75	0.627697
13	573.5	54.0	26.4	2.04	1	0	82	82	0.45	0.356662
14	578.3	63.0	26.9	1.78	1	620	43	664	0.8	0.404981
15	602.2	63.0	26.7	1.86	1	0	73	73	0.7	0.391822
16	607	72.0	26.7	1.65	1	678	39	717	0.6	0.444255
17	630.8	63.0	26.7	1.94	1	0	74	74	0.8	0.374057
18	641.3	90.0	27.5	1.42	1	833	31	864	0.8	0.510327
19	663.4	45.0	26.4	2.78	1	0	126	126	0.5	0.256941
20	666	45.0	26.5	2.79	1	204	86	290	0.5	0.254972
21	673.6	45.0	26.4	2.82	1	0	128	128	0.5	0.25305
22	677.4	45.0	26.4	2.84	1	0	129	129	0.5	0.251631
23	684.5	45.0	26.4	2.87	1	0	131	131	0.5	0.249021
24	690.8	45.0	26.4	2.89	1	0	132	132	0.5	0.246749
25	693.3	45.0	26.4	2.90	1	0	118	118	0.5	0.24586
26	699.8	72.0	26.4	1.91	1	228	51	279	0.8	0.389722
27	707.4	72.0	26.4	1.93	1	0	80	80	0.8	0.385535
28	731.2	63.0	26.7	2.25	1	0	94	94	0.7	0.322696
29	738.7	63.0	26.8	2.28	1	0	95	95	0.5	0.318227
30	755.4	45.0	28.2	3.16	2	0	147	147	0.8	0.211245
31	767.9	36.0	28.0	3.92	2	0	176	176	0.4	0.167433
32	784.2	45.0	26.0	3.28	2	0	141	141	0.55	0.220705
33	793.3	54.0	26.4	2.82	1	0	174	174	0.7	0.257841
34	838.6	63.0	26.7	2.59	1	0	116	116	0.8	0.281368
35	845.9	63.0	26.7	2.61	1	0	117	117	0.75	0.27894
36	848.9	54.0	26.8	3.01	2	0	139	139	0.6	0.237357
37	849.9	9.0	13.0	12.54	4	0	482	482	0.8	0.081458

Таблица 3.5

## Расчетные данные

№	В, м	Впр,м	delRвч	delRсв	В, факт2	Кз
1	0.020853	0.4	-0.25	-0.02	0.13	7.792466
2	0.349063	0.4	-0.20	0.02	0.22	0.787822
3	0.385543	0.4	0.28	0.01	0.69	2.237107
4	0.026513	0.4	0.14	-0.03	0.51	24.04517
5	0.024085	0.4	-0.22	0.02	0.20	10.37994
6	0.037073	0.4	0.24	0.03	0.67	22.59034
7	0.379576	0.4	-0.19	0.02	0.23	0.757423
8	0.043605	0.4	-0.12	-0.01	0.27	7.739853
9	0.045242	0.4	0.06	0.02	0.48	13.26187
10	0.043605	0.4	0.12	-0.04	0.48	13.75974
11	0.449411	0.4	-0.05	0.03	0.38	1.056939
12	0.499627	0.4	0.07	-0.02	0.45	1.125839
13	0.06667	0.4	-0.16	0.03	0.27	5.062276
14	0.631505	0.4	-0.07	-0.04	0.29	0.574025
15	0.059222	0.4	-0.01	-0.02	0.37	7.809642
16	0.692851	0.4	0.30	0.02	0.72	1.29898
17	0.060048	0.4	0.13	-0.05	0.48	9.992074
18	0.874091	0.4	0.27	0.04	0.71	1.01534
19	0.103561	0.4	-0.18	-0.05	0.17	2.051925
20	0.248522	0.4	0.01	-0.03	0.38	1.911296
21	0.105257	0.4	0.14	-0.03	0.51	6.056582
22	0.106106	0.4	0.08	0.05	0.53	6.243752
23	0.107805	0.4	-0.17	-0.04	0.19	2.203058
24	0.108655	0.4	-0.09	0.04	0.35	4.026518
25	0.096794	0.4	0.05	0.05	0.50	6.457028
26	0.238411	0.4	0.02	-0.03	0.39	2.044792
27	0.065012	0.4	0.36	0.04	0.80	15.38185
28	0.076652	0.4	0.25	-0.05	0.60	9.784536
29	0.077486	0.4	0.18	-0.05	0.53	8.549925
30	0.121455	0.4	-0.10	0.04	0.34	3.499235
31	0.146478	0.4	0.25	-0.06	0.59	5.034887
32	0.116323	0.4	0.17	0.03	0.60	6.447542
33	0.14474	0.4	0.06	-0.05	0.41	3.540821
34	0.095106	0.4	0.15	-0.06	0.49	6.440177
35	0.09595	0.4	-0.04	0.05	0.41	5.34134
36	0.114616	0.4	0.13	-0.05	0.48	5.23486
37	0.435022	0.4	0.09	-0.06	0.43	1.23557



## ГЛАВА 4

### ВЛИЯНИЕ СЛУЧАЙНЫХ ФАКТОРОВ НА УСТОЙЧИВОСТЬ КРЕПИ СТВОЛА

#### 4.1. Общие сведения

Радиальные нагрузки на крепь ствола в каждом поперечном сечении распределены неравномерно. Распределение нагрузок на крепь зависит от совокупности факторов, одни из которых проявляются закономерно, а другие – случайно. Так как количественный эффект влияния первой и второй групп факторов соизмерим, то в целом распределение нагрузок на рассматриваемом участке крепи может быть принято случайным. Однако сами параметры случайного распределения (среднее значение и коэффициент вариации нагрузок) закономерно зависят от группы факторов: глубин, углов падения, свойств пород, влияния других выработок и т.д. Например, на участках вблизи сопряжений нагрузки перераспределяются: над и под проемом нагрузка уменьшается, а вблизи углов проема возникают местные максимумы. Но и в этом случае расположение наибольшей в сечении нагрузки и общая конфигурация эпюры в значительной степени случайны.

Давление пород на крепь характеризуется средней нагрузкой и коэффициентом неравномерности (вариации) нагрузок в сечении. В скальных породах при проходке стволов обычным способом средняя нагрузка на глубинах до 1000 м мало, а в слабых пластичных, обводненных породах – существенно зависит от глубины, достигая иногда веса столба пород до поверхности. Коэффициент неравномерности нагрузок имеет при прочих одинаковых условиях наименьшее значение при проходке стволов способом бурения и наибольшее – при проходке с применением буровзрывных работ. Коэффициент неравномерности увеличивается с увеличением угла падения пластов на участках ствола вблизи сопряжений, а также в районах влияния геологических нарушений, и уменьшается с ростом средней нагрузки.

Как отмечается в [68], фактический закон распределения нагрузок в скальных породах обладает правой асимметрией и эксцессом и в общем случае отличается от нормального закона распределения Гаусса. Однако для приближенных расчетов можно принимать распределение нормальным, так как ошибка идет в запас надежности и не приводит к заметным излишествам в несущей способности крепи, а в сравнении с существующим положением позволяет значительно облегчить крепь. Закон распределения нагрузок в глинах точно соответствует нормальному.

Нагрузки на крепь в скальных породах мало зависят от глубины, составляя на глубинах до 1000 м в среднем  $5 \dots 15 \text{ т/м}^2$ . Значительно большее влияние оказывает технология крепления и механическая характеристика крепи. Так, при совмещенном способе проходки и монолитной бетонной крепи, когда свободное перемещение стенок ограничивается двумя сутками, давление на крепь существенно больше, чем при тубинговой крепи, вводимой в работу значительно позже.

При проходке стволов бурением нагрузки на крепь меньше, чем при аналогичных условиях при проходке с применением буровзрывных работ.

Благоприятное влияние на работу крепи оказывает ее податливость при действии неравномерных неуравновешенных нагрузок, например, при влиянии на ствол очистной выработки. В результате податливости крепи неравномерность распределения нагрузок уменьшается. По данным [68], осуществление податливости на 0,1 м привело к понижению коэффициента вариации распределения нагрузок с 0,36 до 0,28. Кроме того отмечается, что случайная неравномерность распределения нагрузок, как правило, возрастает с увеличением хрупкости пород и находится в обратной зависимости от величин средних действующих нагрузок.

#### **4.2. Обзор результатов аналитических исследований, посвященных учету влияния формы контура ствола на величину нагрузки на крепь**

В аналитических решениях по исследованию НДС приконтурного массива в окрестности ствола, последний рассматривается с идеальным круглым контуром с гладкой поверхностью. Этим условиям в определенной степени отвечает контур ствола, пройденного бурением. Условия устойчивости породных стенок ствола в этом случае будет иметь следующий вид:

$$\gamma H = \frac{R_c k_c}{2}. \quad (4.1)$$

Поэтому предельная глубина, с которой начинается разрушение приконтурного породного массива, определяется выражением:

$$H_{np} = \frac{R_c k_c}{2\gamma}, \quad (4.2)$$

Контур породных стенок при буровзрывной проходке имеет сложный рельеф и распределение напряжений здесь усложняется по сравнению с теоретическим решением для идеально круглого ствола с гладкими стенками. Коэффициент концентрации напряжений увеличивается во впадинах и уменьшается на выступах. Точного решения с учетом действительного рельефа и нарушения стенок ствола в результате буровзрывных работ не имеется.

Неровный рельеф породных стенок ствола приводит к тому, что монолитная бетонная крепь вследствие разной толщины на разных участках имеет переменную жесткость. Это обуславливает появление при проходке буровзрывным способом высокой случайной неравномерности распределения нагрузки на крепь по контуру ствола и по его высоте. Поэтому фактором, изменчивость которого должна количественно учитываться при расчетах стволов, являются отклонения контура выработки от проектного очертания.

Одним из наиболее заметных проявлений нарушения сплошности окружающего ствол породного массива является видимое заколообразование на поверхности обнажения. Существенное влияние на формирование рельефа породного контура, образование вывалов оказывает природная трещиноватость.

По данным [118] средневзвешенные линейные переборы для стволов с бетонной крепью составляют 100...300 мм, максимальные 400...450 мм. Объем переборов породы на 1 м ствола в основном колеблется от 2 до 4,4 м<sup>3</sup> (или от 7 до 17,1%), иногда достигая 6 м<sup>3</sup> (27,3%). При этом со стороны восстания они больше, чем со стороны падения. Так, при проходке вентиляционного ствола шахты «Майская» по глинистым сланцам с  $f = 4...6$  глубина вывала по восстанию колебалась в пределах 600...1500 мм, а линейная величина перебора – 300...1200 мм. На участке ствола протяженностью 26 м общий объем переборов составил 60 м<sup>3</sup> (рис. 4.1).

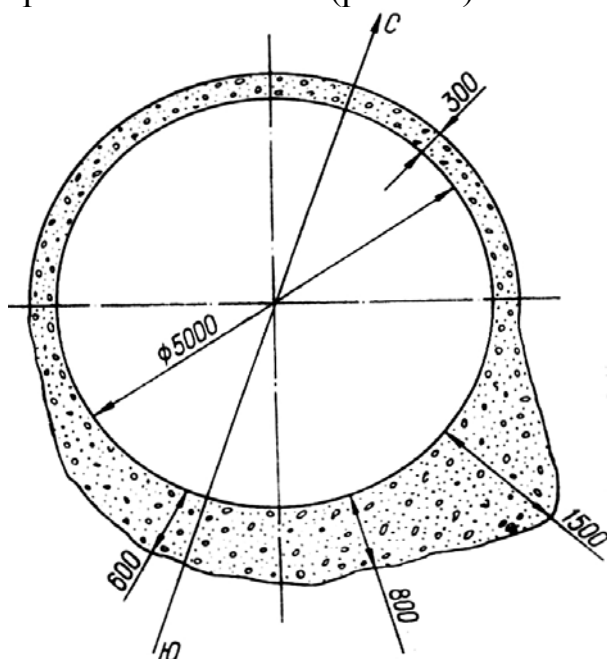


Рис. 4.1. Вывалы породы по контуру восточного вентиляционного ствола шахты «Майская»

При изучении влияния реальной формы контура на прочность подземных сооружений важно учитывать не только величину отклонений, но и характер местных искажений формы контура, как источников дополнительной концентрации напряжений в породах, окружающих выработку. Поэтому необходимо рассматривать возмущения контура ствола как непрерывную функцию пространственных координат, принимающую случайные значения в различных точках проектной поверхности, т.е. как случайную функцию точки проектного контура.

В [119] приводится пример решения задачи о распределении напряжений в обделке напорного тоннеля с применением методов теории случайных функций (рис. 4.3).

На рис. 4.2 показана форма контура сечения шахтного ствола на фиксированной отметке по данным ВНИМИ [119]. При этом контур поперечного сечения ствола носит в общем случае совершенно случайный характер и не может быть аппроксимирован кривой детерминированного вида. Наиболее общий подход к задаче математического описания поверхности горных выработок, вследствие случайности отклонения точек контура от проектного очертания должен быть основан на методах теории вероятности.

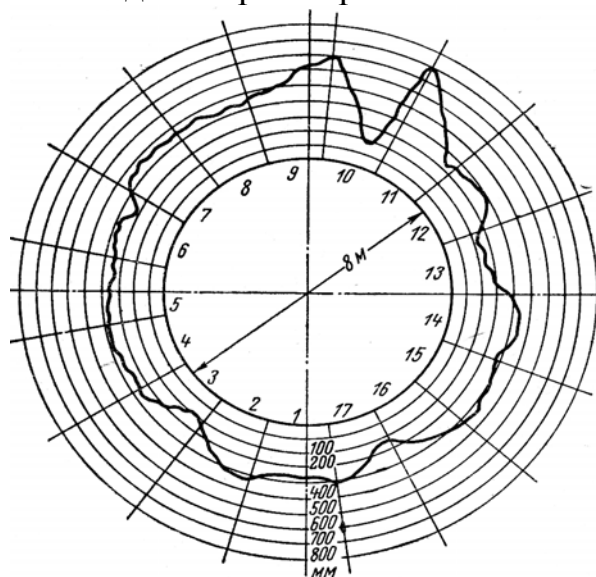


Рис. 4.2. Контур сечения шахтного ствола по данным ВНИМИ

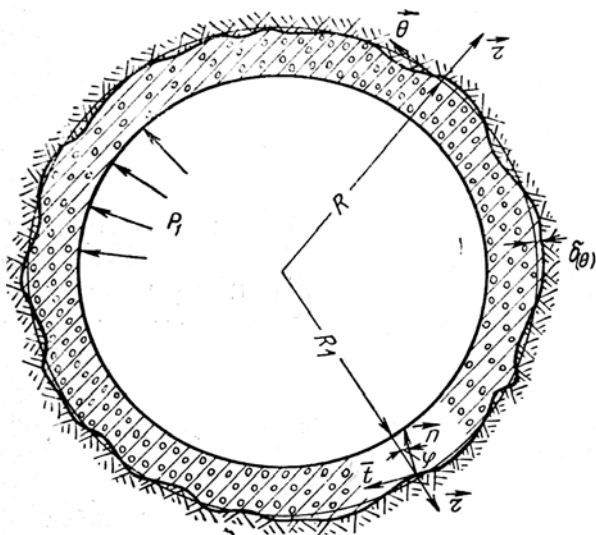


Рис. 4.3. Схема определения напряжений в обделке напорного тоннеля

Следует отметить, что применяемый авторами достаточно сложный математический аппарат не всегда целесообразен при решении целого ряда инженерных задач, допускающих некоторые упрощения и, при этом, позволяющий определять конкретные технологические параметры, например толщину бетонной крепи, объемов погружных или бетонных работ и т.д. В отдельных случаях вполне достаточным является задание детерминированной кривой, близко повторяющей неровности боковых стен ствола, среднего значения и дисперсии отклонений точек контура от проектного.

Впервые задача математического описания таких отклонений поставлена в работах И.В. Баклашова и К.В. Руппенейта [120-123]. В них рассматриваются отклонения точек реального контура от нулевого, т.е. от контура, имеющего очертания проектного и проходящего таким образом, чтобы сумма переборков и недоборов была бы равно нулю. Принимается, что отклонения от этого контура имеют вид детерминированной кривой – гипотрохоиды с заданной частотой периодических возмущений и меняющейся случайным образом амплитудой.

Облегчить решение этой задачи, можно задав функцию, конформно отображающую конфигурацию породного контура. Сложность заключается в том, что в каждом случае реальный контур выработки будет различным. Внесение некоторых обобщений и определенной симметрии в отклонения от проектного контура увеличивает общность и упрощает методику решения задачи.

Баклашовым И.В. [120-122] с известным приближением в качестве отображающей взята функция

$$Z = \omega(\zeta) = R \left( \zeta + \frac{C}{\zeta^n} \right), \quad (4.3)$$

где  $R > 0$ ;  $0 \leq C < \frac{1}{n}$ ,

$n$  – целое положительное число.

Контур в плоскости  $Z$ , соответствующий единичной окружности  $|\zeta| = 1$  в плоскости  $\zeta$ , является гипотрохоидой с параметрами  $r_2$ ,  $r_1$ ,  $l$  которые связаны с  $C$ ,  $n$ ,  $R$  следующими зависимостями:

$$C = \frac{l}{r_2 - r_1}; \quad R = r_2 - r_1; \quad n = \frac{r_2 - r_1}{r_1}.$$

Здесь  $r_2$  – радиус основного круга;

$r_1$  – радиус катящегося круга;

$l$  – расстояние от центра круга, причем  $l < r_1$ .

Функция (4.3) конформно отображает внешность данного контура на внешность единичного круга. На рис. 4.4, *в* и 4.4, *г* построены гипотрохоиды, близкие к реальным контурам свода выработки, показанным на рис. 4.4, *а* и 4.4, *б*.

Анализ закономерностей распределения напряжений вокруг трохойдальных контуров показывает, что на реальном контуре выработок местные неровности создают дополнительную концентрацию напряжений, причем места недоборов (горбов) оказываются областями недонапряженными, а переборов (вывалов) – перенапряженными по сравнению с «гладким» контуром.

Величина дополнительной концентрации напряжений в наиболее опасных точках контура, соответствующих вершинам вывалов, находится в прямой зависимости от величины отношения кривизны реального контура к кривизне «гладкого» в указанных точках, т.е. от величины относительной кривизны реального контура, которая определяется амплитудой и числом неровностей. Дополнительная концентрация напряжений увеличивается с ростом амплитуды и числа неровностей на контуре выработки. При этом коэффициенты дополнительной концентрации напряжений в вершинах неровностей, по отношению к напряжениям в соответствующих точках гладкого контура, почти не зависят от проектной формы контура и определяются, в основном, амплитудой и числом неровностей.

Наибольшее реальное значение коэффициента концентрации напряжений, равное шести ( $\beta = 6$ ), будет при  $m_1 C_2 = 0,5$ , где  $m_1$  и  $C_2$  – соответственно число неровностей, уменьшенное на единицу, и относительная амплитуда отклонений от проектного контура.

При увеличении числа вывалов и одновременном пропорциональном уменьшении амплитуды концентрация местных напряжений быстро затухает, стремясь к ее значению для «гладкого» контура.

Кроме этого было установлено, что вероятность разрушения и возможная величина вывалообразования на реальном неровном контуре выработок значительно больше, чем на «гладком» контуре.

Решение задачи о концентрации напряжений, вызванной случайными неровностями контура свободного и жестко подкрепленного криволинейного отверстия приведено в [124]. При этом предлагается новый подход к задаче, ос-

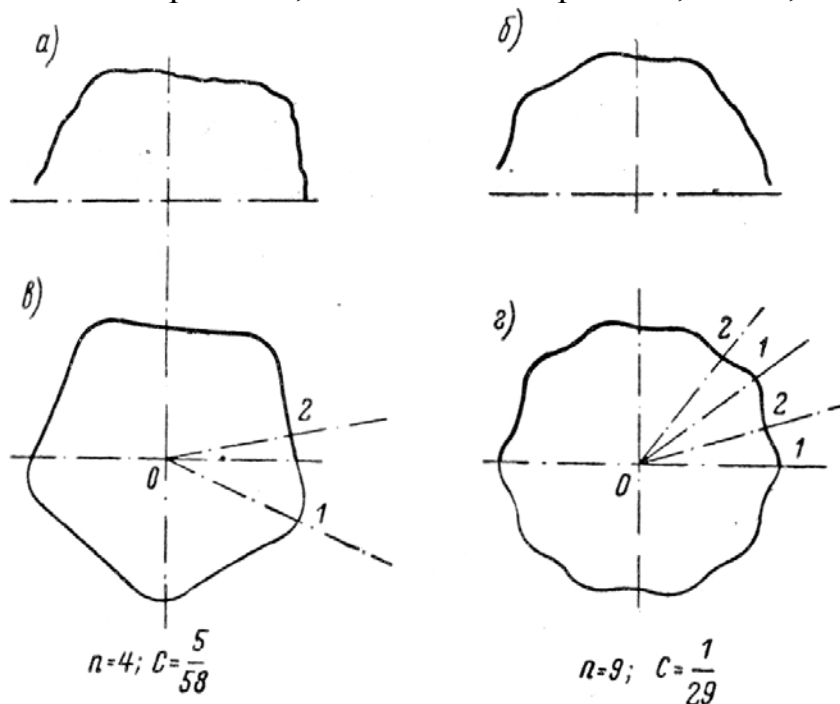


Рис. 4.4. Представление реального контура выработок гипотрохоидой по [122]

нованный на применении комплексных потенциалов Колосова-Мусхелишвили и конформно-отображающей функции со случайными коэффициентами.

В последующем, многими исследователями [119, 125, 126 и др.] при решении аналитических задач для задания неровностей контура выработки использовалась формула гипотрохи (рис. 4.5, 4.6).

В [125] приведены результаты исследований величины и характера распределения напряжений на контуре ствола с выступами и впадинами с учетом коэффициента бокового распора  $\lambda$ . Результаты исследований в целом подтверждают исследования, выполненные ранее И.В. Баклашовым и К.В. Руппением: наличие неровностей на контуре вызывает значительные возмущения в распределении напряжений, имеющем место вокруг гладкого контура.

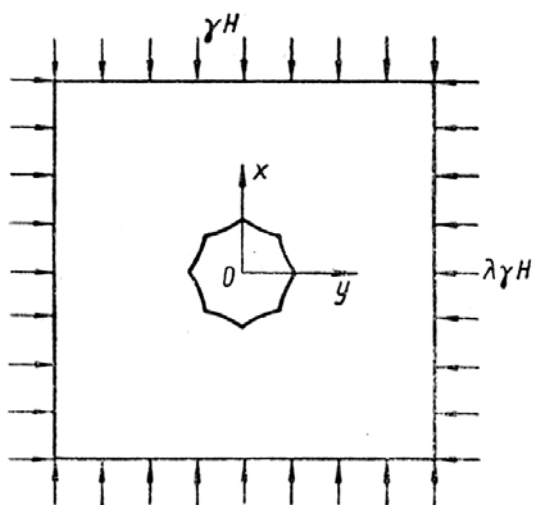


Рис. 4.5. Расчетная схема к задаче по оценке напряжений с учетом неровностей контура [125]

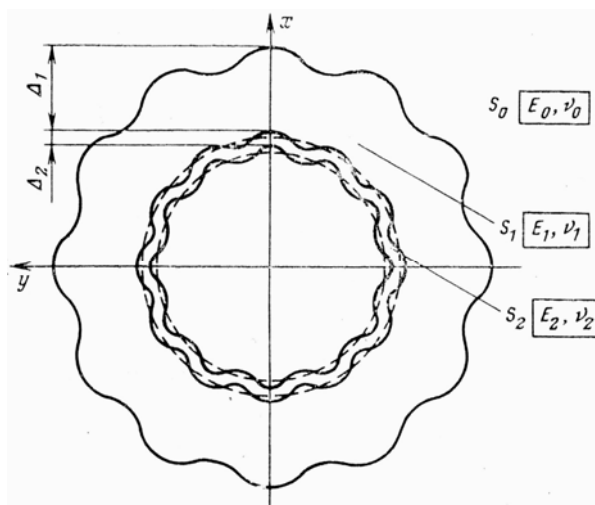


Рис. 4.6. Расчетная схема к решению задачи по определению параметров набрызгбетонной крепи [126]

Напряжения  $\sigma_\theta$  достигают максимального значения в вершинах впадин и минимально в вершинах выступов. При небольших значениях  $\lambda$  в вершинах впадин и выступов возникают напряжения обратного знака. С увеличением  $\lambda$  напряжения стремятся к выравниванию.

В [126] решена задача определения параметров набрызгбетонной и анкерной крепи для ствола, с учетом неровностей контура. Параметры неровностей поверхности выработки, влияние которых необходимо учитывать, если ствол проходится буровзрывным способом, среднее число неровностей  $n$  и средняя амплитуда неровностей  $\delta$  (среднее отклонение от проектного гладкого контура) – определяются на основе статистической обработки натуральных данных. При отсутствии таких данных среднее число неровностей  $n_1$  принимается согласно рекомендациям [127] как половина отношения длины контура поперечного сечения ствола к расстоянию между контурными шпурами. В этом случае средняя амплитуда неровностей  $\delta$  принимается как половина допустимой нормы перебора. На значения параметров неровностей накладываются ограничения:

$$\frac{(n_1 - 1)}{R + \Delta_2} < 1, \quad (4.4)$$

где  $R$  – радиус ствола в свету.

$\Delta_2$  – толщина набрызгбетонной крепи.

Поставленная задача была решена на ЭВМ с помощью разработанной программы, позволяющей определять нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем контуре поперечного сечения крепи  $\sigma_1$ , возникающие в вершинах впадин (максимальные сжимающие напряжения), и  $\sigma_2$  – в вершинах выступов (здесь возможно появление растягивающих напряжений).

Для проверки прочности крепи использовались условия

$$\sigma_1 \leq mR_{np}; \quad \sigma_2 \leq mR_p,$$

где  $R_{np}$ ,  $R_p$  – соответственно расчетные сопротивления набрызгбетона сжатию и растяжению,  $m$  – коэффициент условий работы бетона.

Полученные результаты позволяют при заданных радиусе ствола в свету и толщине крепи подобрать необходимые длину, несущую способность и плотность установки анкеров.

В [47] приведены данные экспериментальных исследований формы поверхности вертикальных стволов в условиях применения монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи. Результаты шахтных исследований, выполненные авторами показали, что 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. 4.7).

Задача решалась оптико-поляризационным методом на плоских моделях с «замораживанием» напряжений. На втором и третьем этапах моделирования рассматривались случаи с различным соотношением модулей упругости материалов моделей, имитирующих массив и крепь.

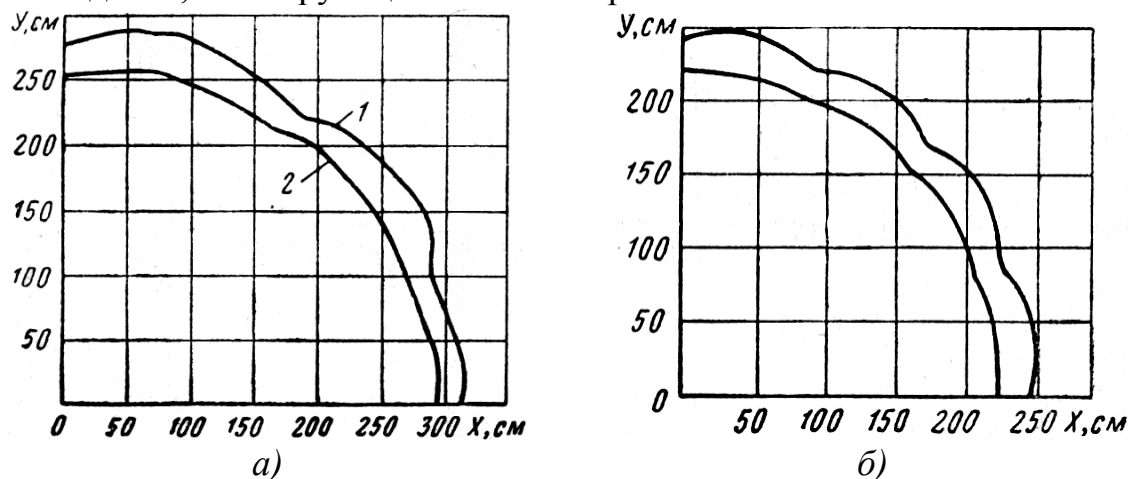


Рис. 4.7. Породный (1) и бетонный (2) контуры ствола (а) и эпитрохоидальные кривые (б), описывающие эти контуры [47]

Результаты моделирования показали, как и в случаях, рассмотренных выше, наибольшую концентрацию напряжений на впадинах, наименьшую – на выступах. Наличие слоя, имитирующего крепь, приводит к еще большей неравномерности распределения напряжений по сечению: увеличивают их концентрацию на внутреннем контуре и уменьшают на внешнем.

Характер распределения напряжений в крепи при  $E_m > E_{кр}$  (случай, характерный для антрацитовых районов Донбасса) такой же, как и при  $E_m < E_{кр}$ . Однако абсолютные значения напряжений здесь в несколько раз меньше, чем в жесткой крепи ( $E_m$  и  $E_{кр}$  – соответственно модули упругости материала моделей, имитирующих массив и работу крепи). Следовательно, крепь нагружена слабо и ее влияние на распределение напряжений в массиве, даже без учета зоны нарушенных пород, весьма незначительно.

В работе А. Вихура [128] рассматривается методика расчета крепи с учетом случайности контура эпюры радиальных нагрузок. Нагрузка на крепь описывается случайной функцией. На основании исследования этой функции и её корреляционной функции предложено разложение в ряд Фурье:

$$p(\theta) = p_0 + \sum_{k=1}^{\infty} (p_k \cos k\theta + p_k \sin k\theta). \quad (4.5)$$

Коэффициентами разложения этого ряда являются некоррелируемые случайные величины, математические ожидания которых равняются нулю.

А. Вихуром исследовано напряженное состояние упругого кольца, нагруженного по внешнему контуру случайными радиальными нагрузками (4.5). Касательные нагрузки со стороны пород принимаются равными нулю.

Толщина крепи ствола по указанной методике составляет:

$$d = R_0 \left( \sqrt{\frac{R_{сж}}{R_{сж} - mp\sqrt{3}}} - 1 \right), \quad (4.6)$$

где  $R_0$  – радиус ствола;

$R_{сж}$  – расчетное сопротивление материала крепи на сжатие;

$m$  – коэффициент условий работы крепи ( $m = 1, 1.1, 1.3$ );

$p$  – расчетная нагрузка на крепь, которая отвечает среднему давлению пород.

Для облегчения работы крепи большое значение имеют мероприятия, направленные на уменьшение отклонений профиля ствола от проектного контура, например, «гладкое взрывание».

Буровзрывному способу проходки, нарушающему целостность породных стенок, соответствует более высокий уровень средних нагрузок, чем в стволах, пройденных бурением. Этим объясняется большая устойчивость крепи и меньший объем ремонтных работ в стволах пройденных бурением или с помощью стволопроходческих комбайнов (табл. 4.1) [129].

Обследование ВНИМИ 103 стволов, пройденных способом бурения в различных угольных бассейнах, показали, что деформации крепи наблюдались в основном в период возведения крепи под воздействием монтажных нагру-



зок [71]. В период эксплуатации стволов нарушений крепи не было зарегистрировано.

Исследования, выполненные в [121] для конкретных условий калийных шахт показали, что прочность выработок, пройденных комбайном в 8 раз больше прочности эквивалентных выработок, сооружаемых буровзрывным способом.

Таким образом, актуальными являются исследования системы «крепь-массив» и установление закономерностей изменения величины НДС от параметров неровностей контура сечения стволов.

Проявление горного давления в вертикальных выработках определяется многими, в том числе и одновременно действующими факторами, что осложняет натурные его исследования. Важную роль в связи с этим имеют методы моделирования естественных условий, позволяющие варьировать отдельными факторами и их группами. Исследования на моделях облегчают понимание результатов натурных наблюдений и экспериментов, сокращают их объем и служат проверкой решения задач аналитическим методом. Вместе с тем они способствуют выяснению механизма процессов, протекающих в толщах пород, и используются для теоретических предпосылок и построений.

В последние годы широкое применение нашли численные методы моделирования, заимствованные из механики твердого деформируемого тела. Наиболее эффективные из них – метод конечных элементов (МКЭ) [130, 131] и метод граничных элементов (МГЭ) [132, 133]. В последние годы активно развивается метод дискретных элементов (МДЭ). Развитие и применение этих методов в практике инженерных расчетов стало возможным с совершенствованием и доступностью вычислительной техники. В последние два десятилетия благодаря их применению существенно расширился класс задач, решаемых в механике горных пород.

Таблица 4.1

## Состояние крепи стволов, пройденных различными способами в условиях Карагандинского угольного бассейна

Шахта и ствол	Способ проходки ствола	Диаметр ствола, м		Глубина ствола с зумпфом	Тип крепи	Толщина крепи, мм	Год окончания проходки	Характер повреждения крепи в период эксплуатации	Год ремонта крепи
		в свету	в проходке						
Шахта им. 50-лет СССР Клетевой ствол	ПД-1м*	6,5	7,3	272/246	Тюбинги СТК, тюбинги ВНИИ-ОМШСа	400	1960	Деформации крепи нет	-
Скиповой ствол	БВР**	5,5	6,5	311	Бетон, железобетон М-200	50	1960	Деформации крепи нет. Во время строительства произведена цементация окружающих пород, битумизация и возведение на железобетонную рубашка на протяжении 152 мм	-
Шахта «Карагандинская» Клетевой ствол	ПД-1р	6,5	7,3	516/484	Бетон М-300	400	1964	Деформации крепи сопряжений и ствола на глубине 420 и 500 м. на гор. +120 крепь была нарушена устройством сопряжения в период эксплуатации, на гор. +50 дополнительно про-водили выработки	1977-1980
Скиповой угольный ствол	БВР	7	8	566	Бетон М-200	500	1963	Деформация крепи на глубине 45-55, 200-210 и 480-515 м	1975-1976, 1979-1981
Породный вентиляционный ствол	БВР	5,5	6,5	546	То же	500	1962	Деформация крепи на глубине 472-505 м в районе сопряжения	1975-1976
Шахта «Стахановская» Клетевой ствол	ПД-1р*	6,5	7,3	672/698	Бетон М-300	400	1968	Деформация армировки над сопряжением гор. – 100 м (глубина 646-662 м), в связи с последующими БВР при проходке сопряжений к этому гор	1980
Скиповой ствол	БВР	6,5	7,5	713	Бетон М-200	500	1968	Деформация крепи на глубине 260-300, 375-400, 430-560 и 660-693 м	1977-1979
Шахта им. 50-лет Октябрьской революции Скиповой уг. ствол	ПД-2*	7	7,7	666/631	Бетон М-300	350	1972	Деформации крепи нет	-
Клетевой ствол (бывшая шахта № 37), углубка 239 м до -50 м	БВР	6,5	7,5	605	Бетон М-200	500	1972	Деформации крепи нет. На гор. +50 в период строительства была усилена крепь ствола и сопряжений в связи с возникшими деформациями	-

Примечание. Для стволов, пройденных стволпроходческим комбайном, в числителе указана глубина ствола, в знаменателе – протяженность комбайновой проходки.

\*ПД-1м, ПД-2, ПД-1р – тип стволпроходческого комбайна; \*\*БВР – буровзрывной способ проходки.

### 4.3. Влияние формы внутреннего и внешнего контура вертикального ствола на устойчивость крепи

#### 4.3.1. Численный метод исследований и программный комплекс

МГЭ и МКЭ применяются для решения задач геомеханики, аналитическое решение которых представляет значительные математические трудности. Полученные в результате решения результаты обладают хорошей представительностью и достаточной точностью.

МГЭ по своему вычислительному аппарату более экономичен по сравнению с МКЭ: система линейных алгебраических уравнений, получаемая в ходе решения имеет меньший порядок, чем в МКЭ, поскольку сформирована только для элементов, заданных на контуре (границе) выработки. Однако метод граничных элементов имеет несколько ограниченные, в сравнении с МКЭ, возможности для моделирования различных неоднородностей среды и нелинейности физических состояний.

Ввиду этого МКЭ позволяет получать решения задач в нелинейной постановке, т.е. в предположении, что среда деформируется неупруго, допускает как пластические, так и упругие деформации, что делает его универсальным и мощным инструментом для решения различных нелинейных задач.

Решение задач геомеханики методом конечных элементов основано на применении приближенных методов вычисления, методов матричной и линейной алгебры. Суть метода заключается в следующем.

Из бесконечного массива выделяется некоторая интересующая исследователя область. Исследуемая область разбивается на подобласти, а они, в свою очередь, на плоские элементы единой толщины  $h$ , взаимодействующие между собой через соприкасающиеся узловые точки. В пределах каждого из элементов массив предполагается однородным, упругим и изотропным. Поэтому свойства среды в каждой из подобластей описываются постоянными характеристиками:  $E, \mu, \gamma$ .

Все виды нагрузок, действующие на исследуемую область и формирующие в ней определенное напряженно-деформированное состояние, приводятся к статически эквивалентным силам, приложенным в узловых точках. Равномерно распределенная нагрузка  $q$ , действующая, например, на одну из граней элемента, должна быть заменена равновеликими сосредоточенными узловыми силами  $F$ . Объемные силы  $P$ , вызываемыми, например, собственным весом горной породы, также приводятся к сосредоточенным силам, действующим в узловых точках, и составляющими  $1/3$  величины сосредоточенной силы.

На внешнем контуре рассматриваемой области массива и на контуре выработки задаются поверхностные силы  $F_n$ , которые в случае отсутствия поверхностных нагрузок равны нулю, а перемещения узловых точек контура неизвестны. По условию задачи могут быть заданы перемещения узловых точек, тогда неизвестными являются узловые силы. Чаще всего встречаются

смешанные граничные условия: в одном из направлений известно перемещение и необходимо определить силу, в другом – известна сила, и необходимо определить неизвестное перемещение. Расчет начинается с формирования основных характеристик элемента, которые затем составляют единую разрешающую систему алгебраических уравнений. В методе конечных элементов перемещения внутренних точек элемента определяется через перемещения его вершин. Связь между перемещениями узлов и внутренних точек элемента определяется через так называемую функцию формы. Они выбираются таким образом, чтобы удовлетворить условию неразрывности деформаций точек породного массива. Матрица упругости связывает между собой вектор деформации  $\{\varepsilon\}$  и вектор напряжений элемента  $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{yx}\}$ . Элементы ее определяются соотношением закона Гука, применительно (в данном случае) к условиям плоской деформации.

$$D = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\mu)/2 \end{bmatrix},$$

где  $E$  – модуль упругости,

$\mu$  – коэффициент Пуассона.

Закон Гука в матричной форме имеет вид

$$\{\delta\} = D\{\varepsilon\} = D \times B\{\delta\}_e.$$

Это выражение непосредственно связывает вектор напряжений внутренних точек элемента с перемещениями его вершин-узлов.

Этап подготовительных работ при расчете на МКЭ завершается формированием матрицы жесткости всей системы конечных элементов.

Разработанные на данный момент вычислительные программы, реализующие МКЭ, в основном предполагают выполнение следующих этапов.

1. Выбирается сетка разбивки и, в соответствии с этим, исследуемая область представляется в виде конечного множества простейших элементов. Назначение сетки, то есть выбор размеров элементов, производится с учетом неоднородности строения породного массива. В районе ожидаемых наибольших градиентов напряжений (например, вблизи контура выработки) целесообразно использовать более мелкое разбиение, а на участках, где ожидается плавное изменение напряжений – более крупное.

2. Каждому элементу ставятся в соответствие физико-механические характеристики среды, заключенные внутри элемента, координаты узлов, условия нагружения и т. д.

3. Формируется матрица жесткости элемента  $[k]$ , матрица жесткости системы  $k$  и, в соответствии с условиями нагружения, обобщенный вектор сил  $\{F\}$ .

4. Решаются системы уравнений, в результате чего определяются неизвестные перемещения узловых точек.

5. По найденным значениям пересечения узлов вычисляются относительные деформации  $\{\varepsilon\}$  и напряжения  $\{\sigma\}$  в центре каждого элемента.

Следует отметить, что никаких ограничений относительно неоднородности породного массива по деформационным свойствам не накладывается. Пользуясь аппаратом метода конечных элементов, можно смоделировать слоистую среду, трещиноватость, анизотропию свойств пород, разрывные нарушения, явления фильтрации.

В настоящее время существует достаточное множество пакетов прикладных программ, позволяющих реализовать МКЭ. Они отличаются авторскими подходами, удобством пользования и всегда включают в себя предпроцессор, служащий для подготовки исходных данных, программу на основе метода конечных элементов для численного решения граничных задач механики и физики и постпроцессор, используемый для визуализации полученных результатов.

Для проведения исследований воспользуемся программным комплексом Phase2 канадской лаборатории геомеханики Rockscience. Принятый комплекс предназначен для исследования напряженно-деформированного состояния породного массива вокруг подземных и открытых горных выработок. В программном комплексе используется метод конечных элементов, который учитывает как упругие, так и упругопластические свойства вмещающих горных пород, позволяет рассматривать сложные многоступенчатые модели для разнообразных горно- и гидрогеологических условий сооружения выработок, в том числе для сложных, какими являются трещиноватые структурно-неоднородные, обводненные породные массивы.

Программный комплекс Phase2 позволяет принимать различные типы крепи горных выработок: металлические рамные крепи – как пластические конструкции, монолитные бетонные крепи – как упругие системы; анкерные крепи – как стержневые элементы с различными способами закрепления их в породном массиве.

В программе используются известные и хорошо зарекомендовавшие себя критерии оценки состояния породной среды Кулона-Мора, Хоека-Брауна, обобщенный критерий Хоека-Брауна и Cam-Clay. Для учета степени нарушенности массива предусмотрена возможность моделирования как отдельных трещин, так и системы трещин или блочной среды.

#### **4.3.2. Постановка задачи**

В настоящее время, в условиях больших глубин, доминирующей формой поперечного сечения вертикальных стволов является круглая. Эта же форма учитывается и в существующих методиках расчета крепи и нагрузок на нее. Однако фактическая форма сечения не является идеально круглой. То есть, реальная форма крепи в стволе не является кольцом одинаковой толщины, как это принимается в расчетных методиках [72, 73], которые к тому же применимы для глубин до 600 м. С одной стороны, БВР-технология проходки стволов неизбежно приводит к переборам сечения, а с другой стороны, с увеличением глубины повышаются значения радиальных отклонений контура крепи от проектного положения. Кроме того, с увеличением количества циклов

бетонирования, вследствие поочередных отрывов опалубки от бетона и ее монтажа на следующей заходке, опалубка деформируется и изменяет свою форму, вызывая тем самым изменения формы внутреннего контура крепи. Эти выводы подтверждаются исследованиями авторов (анализ записей маркшейдерских журналов проходки), и работами других исследователей [117]. Причем, эти отклонения внутреннего контура от идеальной кольцевой формы увеличивается с глубиной. Так, в той же работе [117], эксцентриситет эллипсов, которыми представлен внутренний контур крепи, принимает максимальные значения при глубине 1000 м (максимальной, рассмотренной в работе), при этом отклонения в толщине крепи достигают 23,0...28,0% в ту или иную сторону.

Целью проводимых исследований является изучение напряженно-деформированного состояния крепи вертикальных стволов, находящихся в различных горно-геологических условиях, которая испытывает на себе влияние геометрических несовершенств внутреннего и внешнего контуров крепи.

Программой исследований предусматривалось решение следующих задач.

1. Форма крепи – «идеальная окружность», т.е. внешний и внутренний контур крепи представлен идеальными concentрическими окружностями. При этом диаметры стволов в свету  $D_{ce}$  принимались равными 6,5 м, 7,5 м и 8,5 м, а толщина крепи  $\delta = 250...400$  мм с шагом 50 мм.
2. Форма крепи – «внутренний эллипс», т.е. внешний контур крепи представлен в виде идеальной окружности, а внутренний контур крепи – в виде эллипсов. При этом толщина крепи во всех задачах цикла принималась, исходя из параметров внутренних эллипсов (табл. 4.2), а диаметры стволов в черне  $D_{вч}$  принимались теми же, что и в первой задаче. При этом большая полуось  $a$ , малая полуось  $b$  и эксцентриситет  $\varepsilon$  определялись по рекомендациям [134].
3. Форма крепи «внешняя ломаная», т.е. внешний контур – ломаная, построенная по данным реальных замеров в стволах, внутренний контур – идеальная окружность.

Таблица 4.2

Средние значения параметров внутренних эллипсов для второй задачи

$D_{вч}$ , м	$a$ , м	$b$ , м	$\varepsilon$	Глубина $H$ , м
7,0; 7,1; 7,2; 7,3	3,27	3,18	0,232	600,0
	3,28	3,17	0,258	800,0
	3,31	3,14	0,321	1200,0
8,0; 8,1; 8,2; 8,3	3,78	3,68	0,232	600,0
	3,79	3,67	0,258	800,0
	3,82	3,63	0,321	1200,0
9,0; 9,1; 9,2; 9,3	4,28	4,18	0,232	600,0
	4,29	4,17	0,258	800,0
	4,34	4,13	0,321	1200,0

Вид расчетной КЭ-модели к задачам представлен на рис. 4.8. Граничные условия на контуре области задавались в нагрузках, величина которых принималась из выражения  $P = \lambda \gamma H$ , где  $\lambda = 1,0; 0,75; 0,5; 0,25$ .

Во всех задачах рассматривалась квадратная область, имитирующая вмещающий массив (размеры области принимались равными  $10 D_{сг}$ ); область разбивалась на треугольные конечные элементы (4144 элемента), находящиеся в плоском деформированном состоянии. Весь массив представлялся одним типом породы (крепким алевролитом, аргиллитом либо углистым сланцем); крепь имитировалась еще 336-ю такими же элементами. Физико-механические свойства материала крепи и пород соответствовали представленным в табл. 4.3.

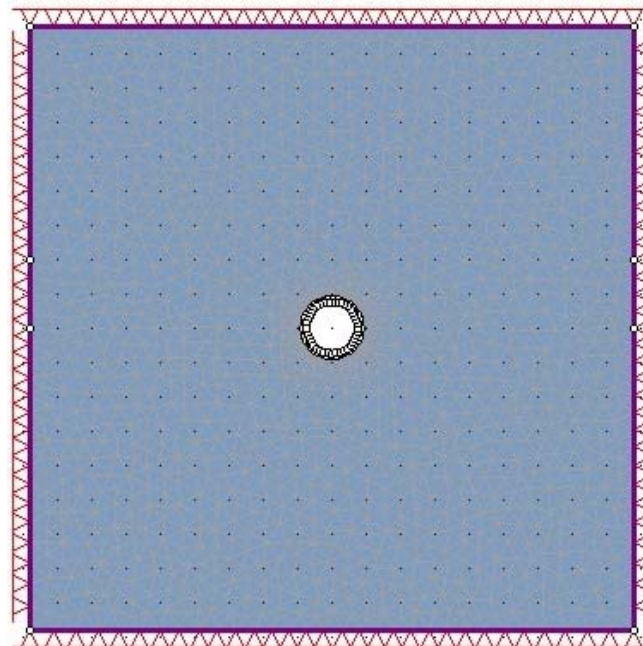


Рис. 4.8. Расчетная схема и конечно-элементная модель ствола

Таблица 4.3

Физико-механические свойства пород и крепи, принятые в численных расчетах

Материал	Модуль Юнга, $E$ , МПа	Коэффициент Пуассона, $\mu$	Предел прочности на сжатие, $R_c$ , МПа	Объемный вес, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>
Крепкий алевролит	$25,0 \cdot 10^3$	0,34	80,0	27,0
Аргиллит	$6,0 \cdot 10^3$	0,36	60,0	24,0
Углистый сланец	$2,2 \cdot 10^3$	0,40	20,0	20,0
Бетон класса В25	$30,0 \cdot 10^3$	0,20	25,0	25,0

На рис. 4.9 показаны области крепи ствола для задач 1-го ( $D_{сг} = 6,5$  м;  $\delta = 400$  мм) (рис. 4.9) и 2-го циклов ( $D_{сг} = 7,3$  м;  $a = 3,31$  м;  $b = 3,14$  м;  $\varepsilon = 0,321$ ) (рис. 4.10).

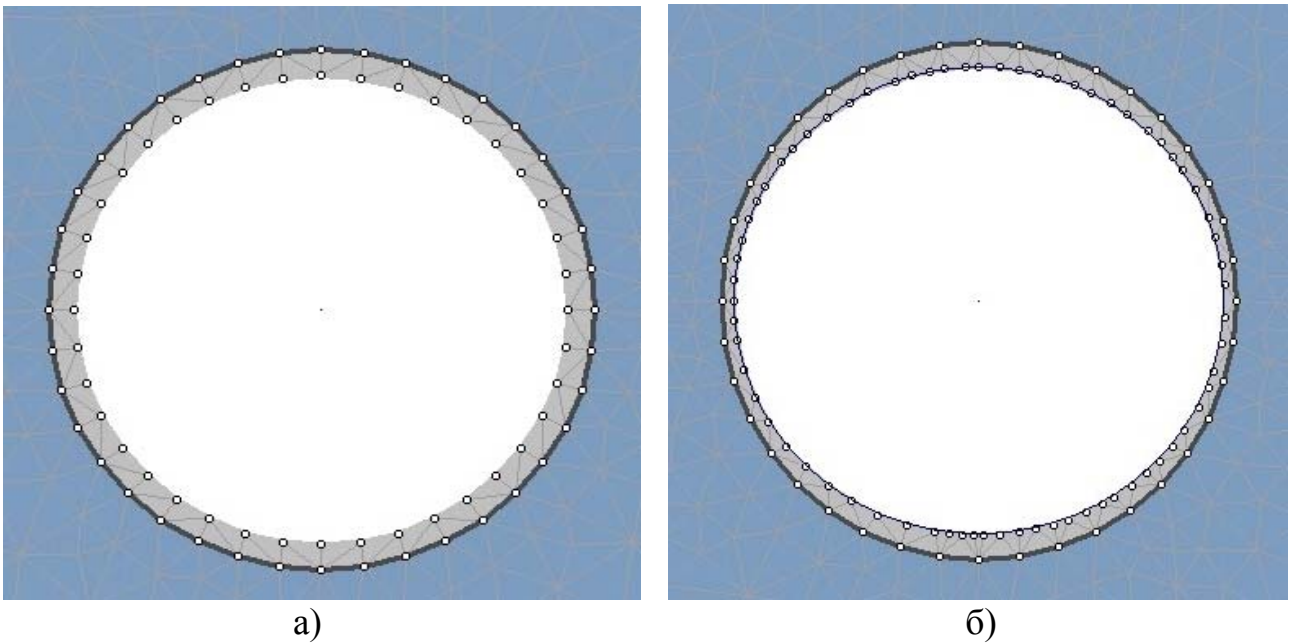


Рис. 4.9. Представление крепи ствола в конечноэлементных моделях первой (а) и второй (б) задач

В двух первых задачах всего было пересчитано свыше ста вариантов сочетаний различных параметров.

В качестве критерия разрушения принят обобщенный критерий Хоека-Брауна (Generalized Hoek-Brown) [135]:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a, \quad (4.7)$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  – максимальные и минимальные напряжения в массиве;

$m_b$  – константа Хоека-Брауна для породного массива;

$s$  и  $a$  – постоянные величины, учитывающие генезис и состояние (качество) породного массива;

$\sigma_{ci}$  – предел прочности на одноосное сжатие массива пород в интактном состоянии.

Дальнейшая обработка полученных результатов заключалась в определении коэффициента устойчивости  $k_y$  материала крепи и породного массива – strength-фактора ( $S_\phi$ ), определяемого в ПП «Phase 2». Strength-фактор – некоторая величина, эквивалентная коэффициенту устойчивости  $k_y$  (запасу прочности).

Равенство  $k_y = 1$  характеризует предельное состояние материала; элементы, в которых выполняется неравенство  $k_y < 1$ , относятся к категории разрушенных, их наличие в совокупности элементов, имитирующих крепь ствола, указывает на то, что крепь в данных условиях не обладает достаточной несущей способностью и разрушится. Чем больше единицы значение  $k_y$ , тем



большим запасом устойчивости (прочности) обладает участок крепи ствола в данных условиях.

### 4.3.3. Численные исследования и их результаты

Ниже приведены результаты исследований для случая расположения ствола при  $D_{св} = 6,5$  м и  $\delta = 400$  мм в массиве, представленном алевролитом, имеющими наименьшую прочность (см. табл. 4.3).

1. Серия 1 «идеальная окружность».

На рис. 4.10 представлены картины распределения значений  $k_y$  по различным сегментам первого, расположенного на контуре крепи, кольца конечных элементов, при глубине расположения участка крепи  $H = 600$  м и коэффициенте бокового распора  $\lambda = 1,0; 0,75; 0,5$  и  $0,25$ .

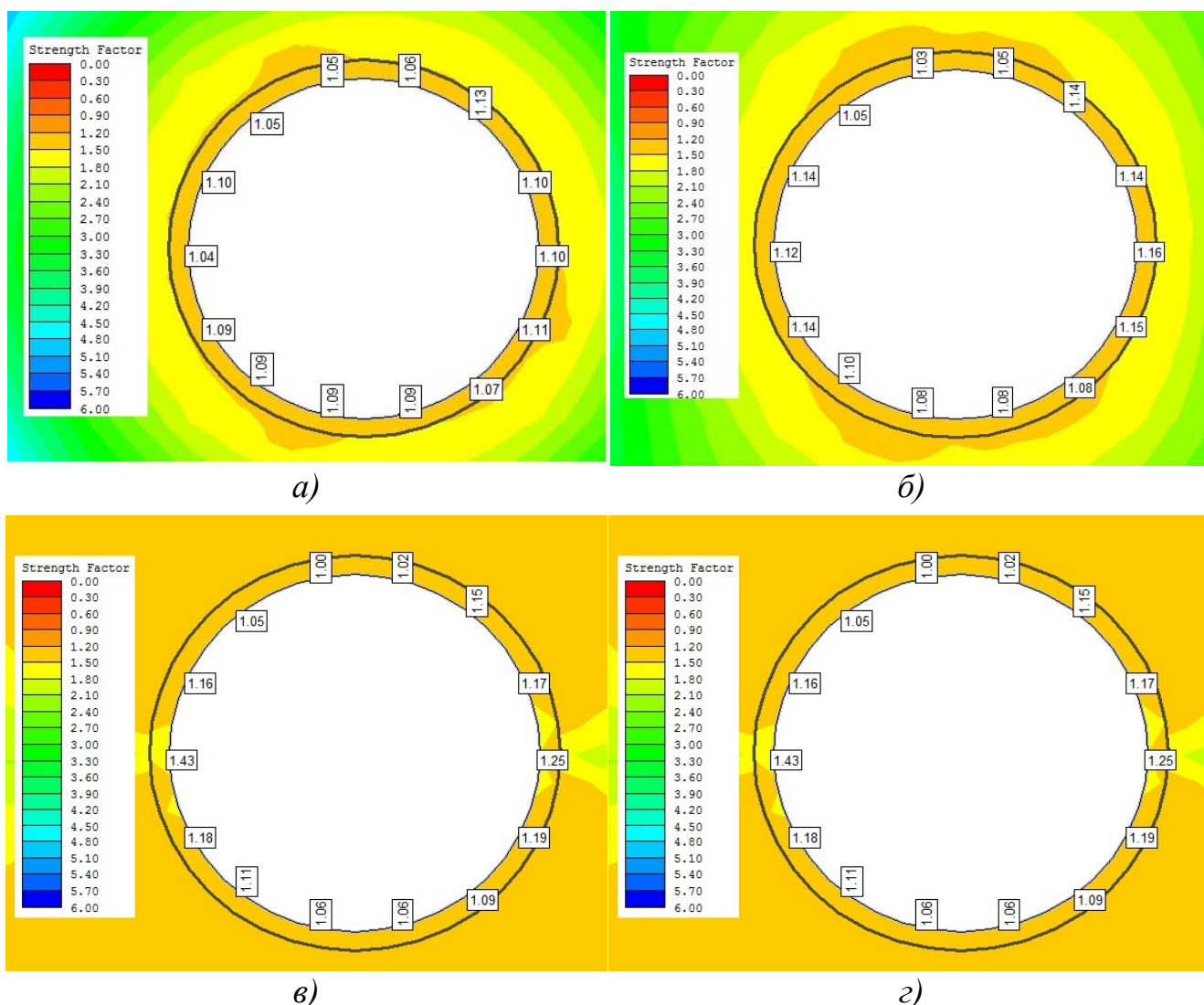


Рис. 4.10. Распределения значений  $k_y$  по внутреннему контуру крепи, при глубине расположения участка крепи  $H = 600$  м и коэффициенте бокового распора  $\lambda$ : а – 1,0; б – 0,75; в – 0,5; г – 0,25

На рис. 4.11 приведены графики распределения коэффициента устойчивости (strength-фактора)  $k_y$  бетонной крепи ствола в зависимости от глубины  $H$  и коэффициента бокового распора  $\lambda$  при расположении участка ствола в породах средней крепости – аргиллитах.

Приведенные графики показывают, что с увеличением глубины состояние крепи ухудшается, и крепь оказывается совершенно неприемлемой для глубины 1200 м, находясь в критическом состоянии уже с глубины 800 м. Еще в более тяжелых условиях работает бетонная крепь в слабых породах, что требует применения более прочной и, соответственно, более дорогой крепи.

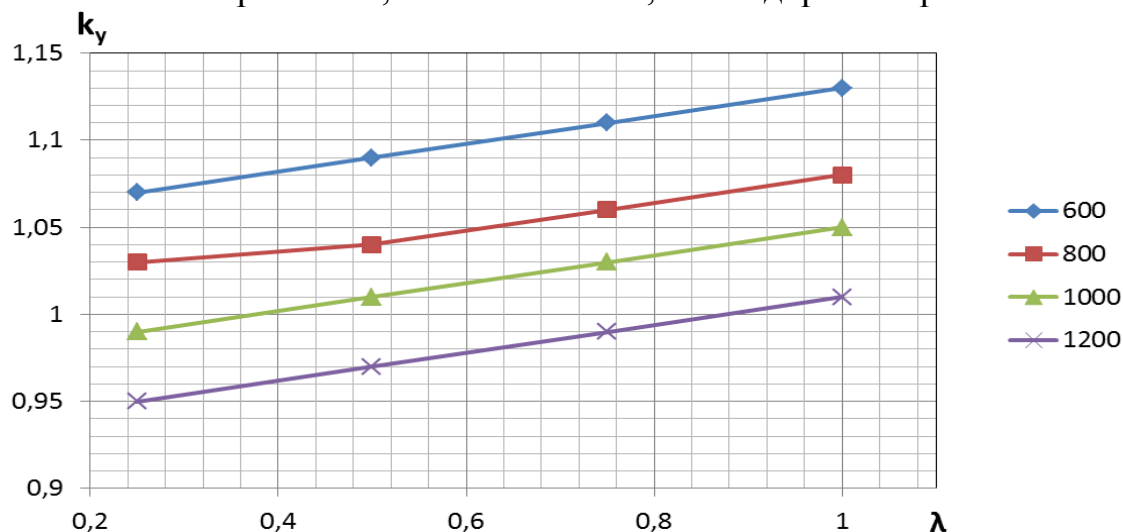


Рис. 4.11. Графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола в зависимости от глубины  $H$  и коэффициента бокового распора  $\lambda$

Эти факты являются очередным доказательством необходимости введения поправок в существующие методики расчета крепи, например, в [73], которая является действующей для глубин до 600 м.

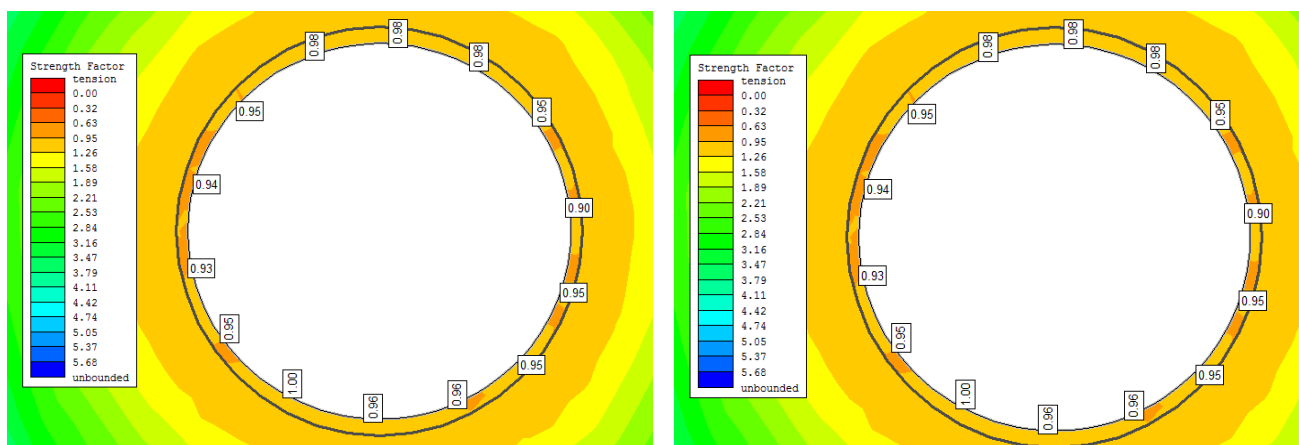
Анализ картины распределения значений  $k_y$  по кольцам КЭ-элементов (на примере случая  $H = 800$  м и  $\lambda = 1,0$ ) показывает, что устойчивость крепи по ее толщине неодинакова: наиболее устойчивым является внешнее кольцо, граничащее с массивом, наименее устойчивым – внутреннее кольцо.

## 2. Серия «внутренний эллипс».

Картины распределения значений  $k_y$  в этом случае имеют форму эллипсов, а распределение  $k_y$  по толщине крепи более равномерно, в отличие от окружности (рис. 4.12, а, б). В целом, судя по результатам выполненных исследований, отклонение формы контура крепи от идеально круглой к эллиптической на сказывается существенным образом на ее устойчивости (рис. 4.12, в).

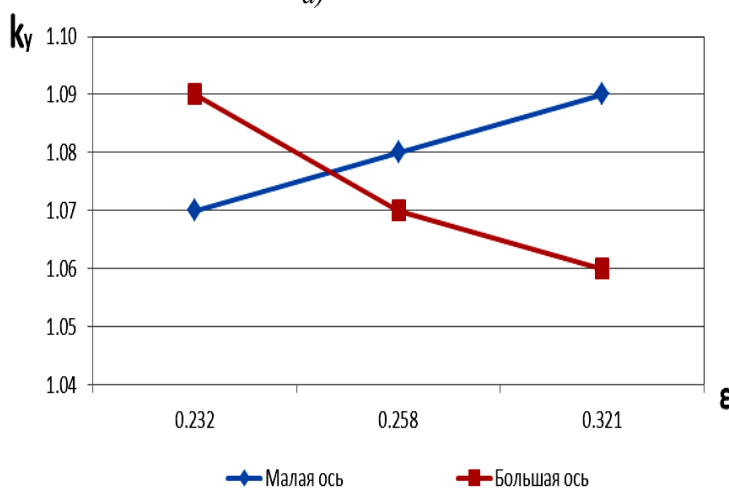
С ухудшением геомеханической ситуации (в рассматриваемом случае, при  $\lambda = 1,0$ , это увеличение глубины до 1200 м) протяженность участков с предельным значением коэффициента устойчивости не увеличивается, но

повышается степень отклонения  $k_y$  от соответствующих значений для окружности в меньшую сторону (рост напряжений) от  $-6,5\%$  до  $-12,0\%$ .



a)

б)



в)

Рис. 4.12. Распределения значений  $k_y$  по внутреннему контуру эллиптической крепи: а – для коэффициента эллиптичности  $\varepsilon = 0,232$ ; б –  $\varepsilon = 0,321$ ; в – графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола в зависимости от степени эллиптичности крепи

### 3. Серия «внешняя ломаная».

Анализ расчетных методик и подходов к аналитическому описанию внешнего контура крепи (породного контура после буровзрывных работ) показал, что существует вполне обоснованная возможность представления совокупности случайных неровностей по периметру крепи детерминированной кривой – гипотрохоидой. Однако вопрос влияния степени неоднородности отклонений породного контура от его среднего значения на напряженно-деформированное состояние породного массива и бетонной крепи, остается открытым.

В связи с этим, данная серия численных исследований выполнена с использованием реальных отклонений значений породного контура, полученных по данным натурных исследований, результаты которых были представлены в главе 3.

На рис. 4.13 представлена развертка значений фактического диаметра ствола в проходке по периметру ствола. На рис 4.14 – значения фактического и проектного диаметра ствола в проходке.

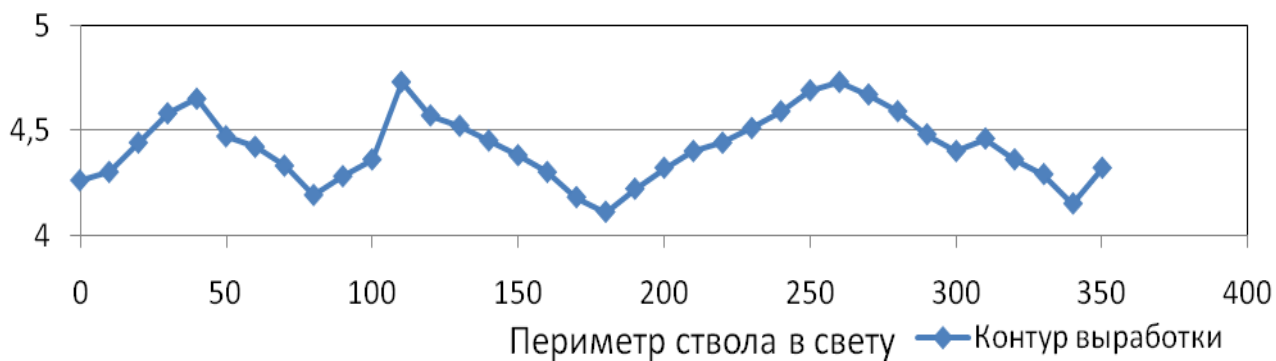


Рис. 4.13. Развертка значений фактического диаметра ствола в проходке по периметру ствола

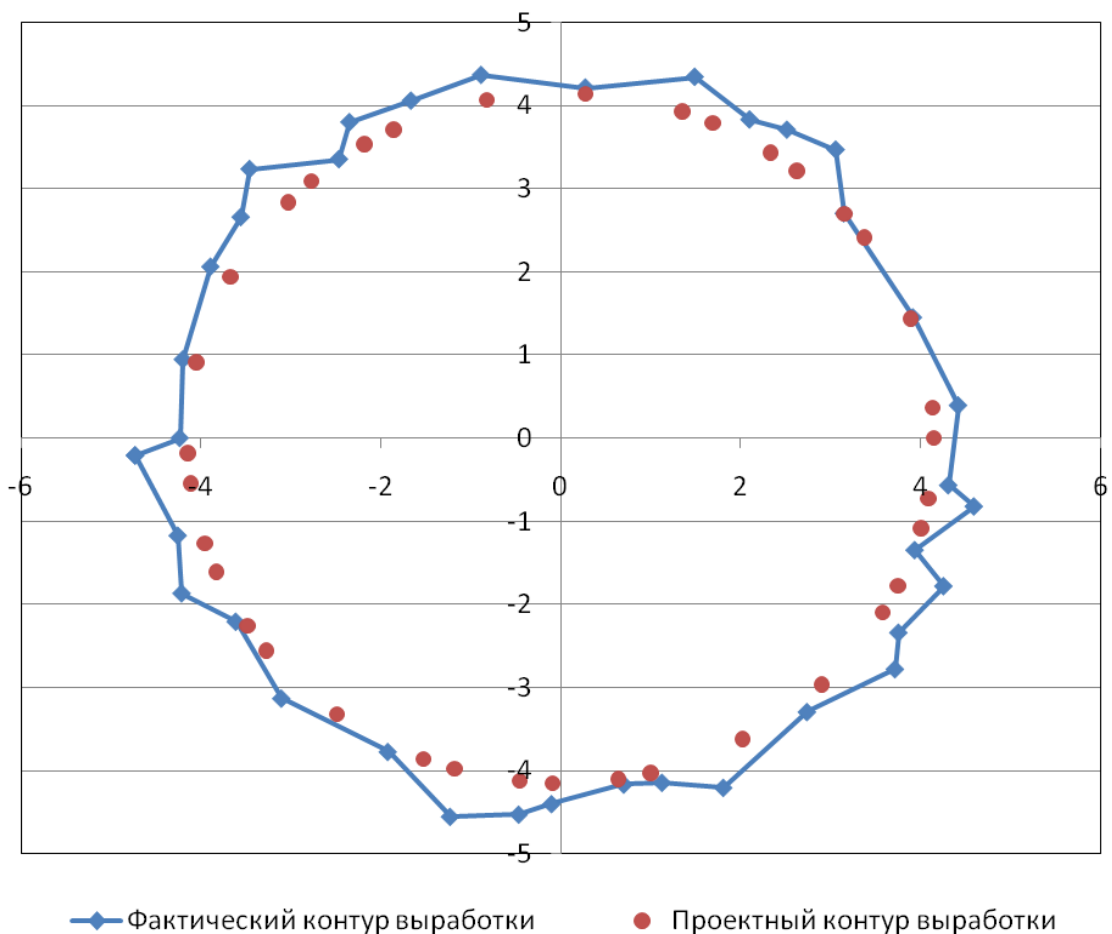


Рис 4.14. Значения фактического и проектного диаметра ствола в проходке, принятые для численного моделирования

Полученные картины распределения коэффициента устойчивости  $k_y$  по внутреннему и внешнему контуру бетонной крепи ствола (рис. 4.15) позволяют выполнить оценку ее прочности в зависимости от степени неравномерности отклонений контура ствола в проходке, определяемой коэффициентом вариации  $V$ , %.

Следует также отметить, что результаты численного моделирования подтвердили установленные аналитическими исследованиями И.В. Баклашова и лабораторными экспериментами, приведенными авторами работы [47] снижение устойчивости породного контура в местах переборов (впадин) –  $k_y < 1$  и бóльшую устойчивость в местах недоборов (выступов) –  $k_y > 1$ .

Анализ результатов моделирования для разной степени неравномерности отклонений внешнего контура ствола (коэффициенты вариации  $V$  изменялись в пределах 15...31 %) показал заметное ее влияние на количество точек контура крепи по периметру с коэффициентом устойчивости  $k_y < 1$  (рис. 4.17-4.24).

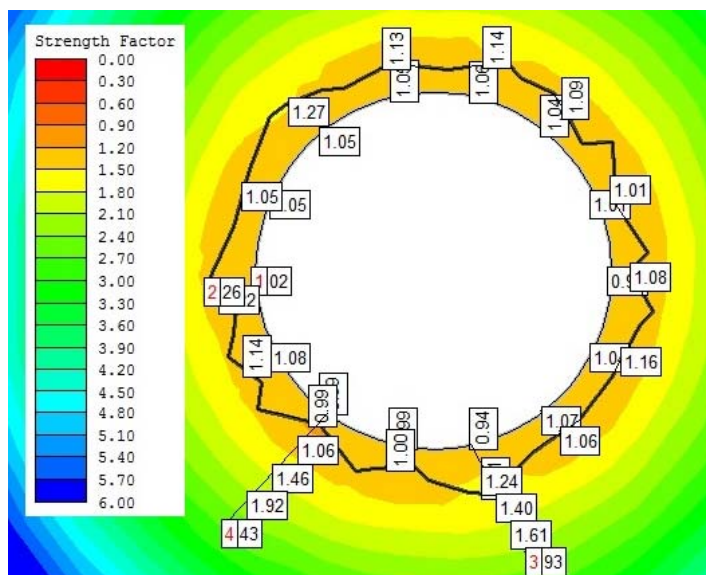


Рис. 4.15. Распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола и приконтурного массива при коэффициенте вариации  $V = 20,4$  %

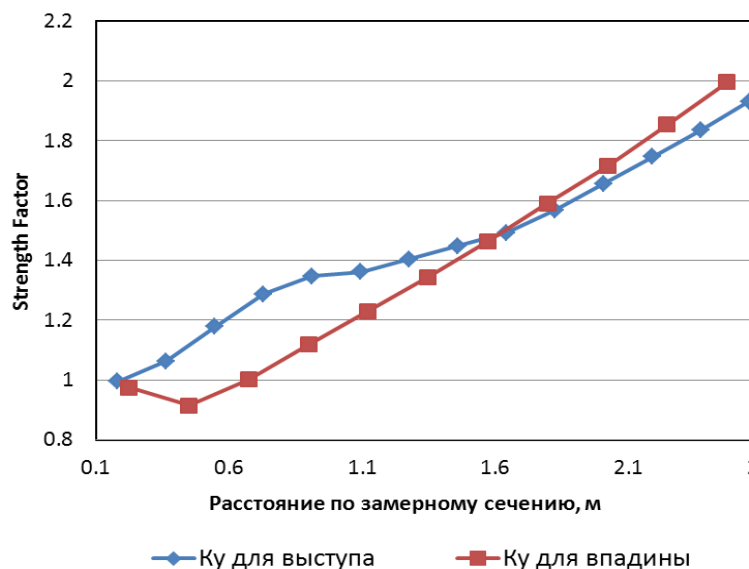


Рис. 4.16. Графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола и приконтурного массива по глубине от контура ствола

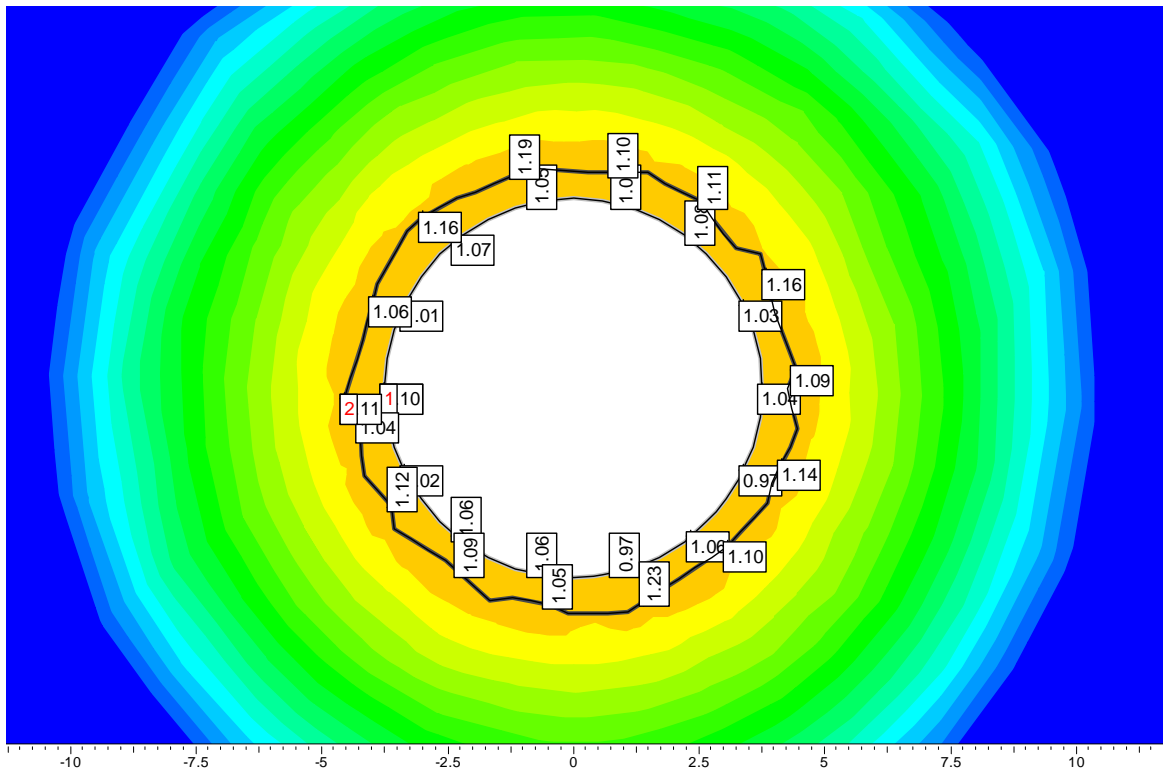


Рис. 4.17. Распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола и приконтурного массива при коэффициенте вариации  $V = 15,3 \%$

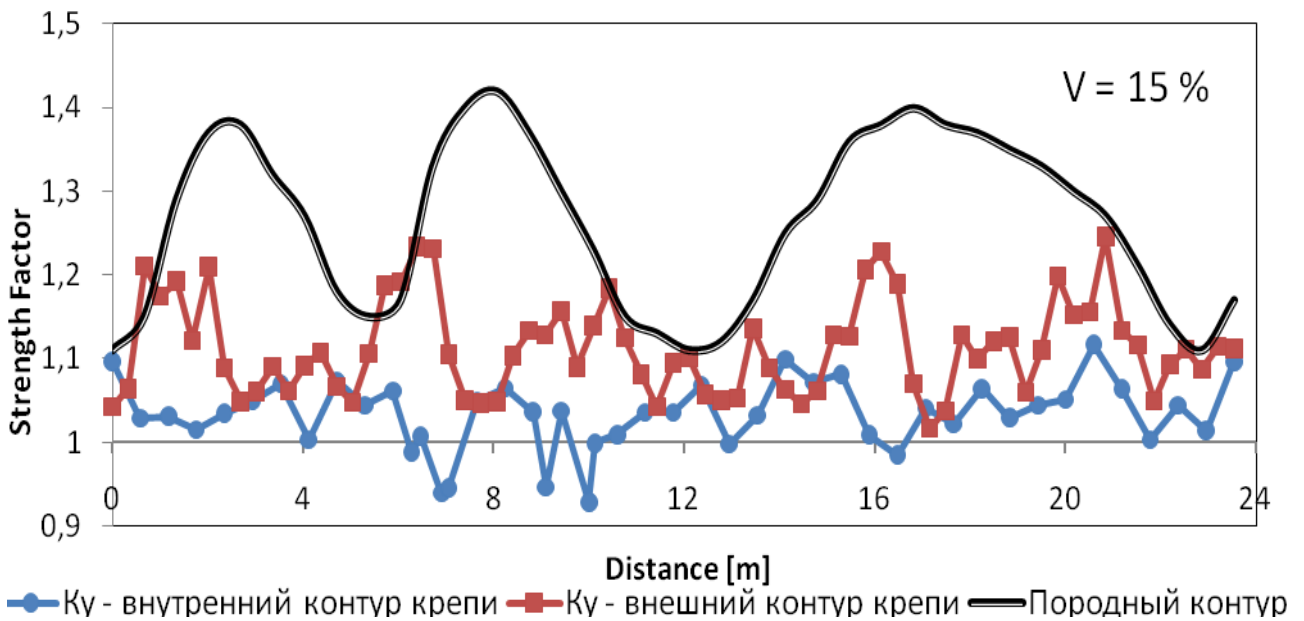


Рис. 4.18. Графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола при коэффициенте вариации  $V = 15,3 \%$

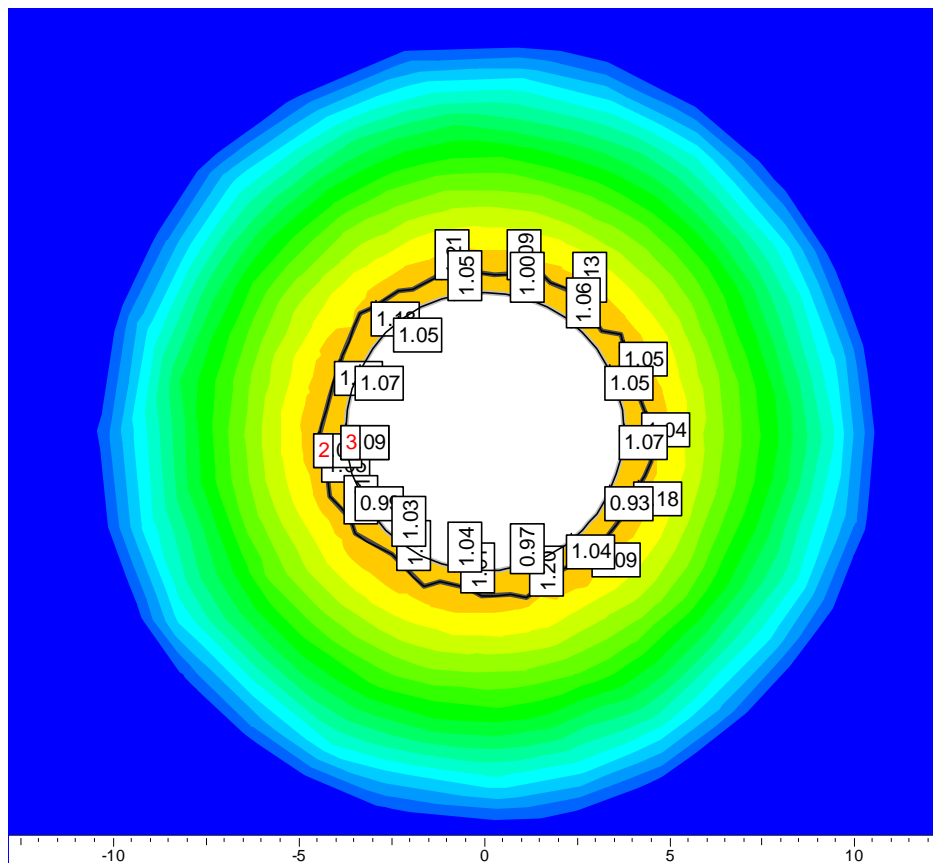


Рис. 4.19. Распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола и приконтурного массива при коэффициенте вариации  $V = 20,4 \%$

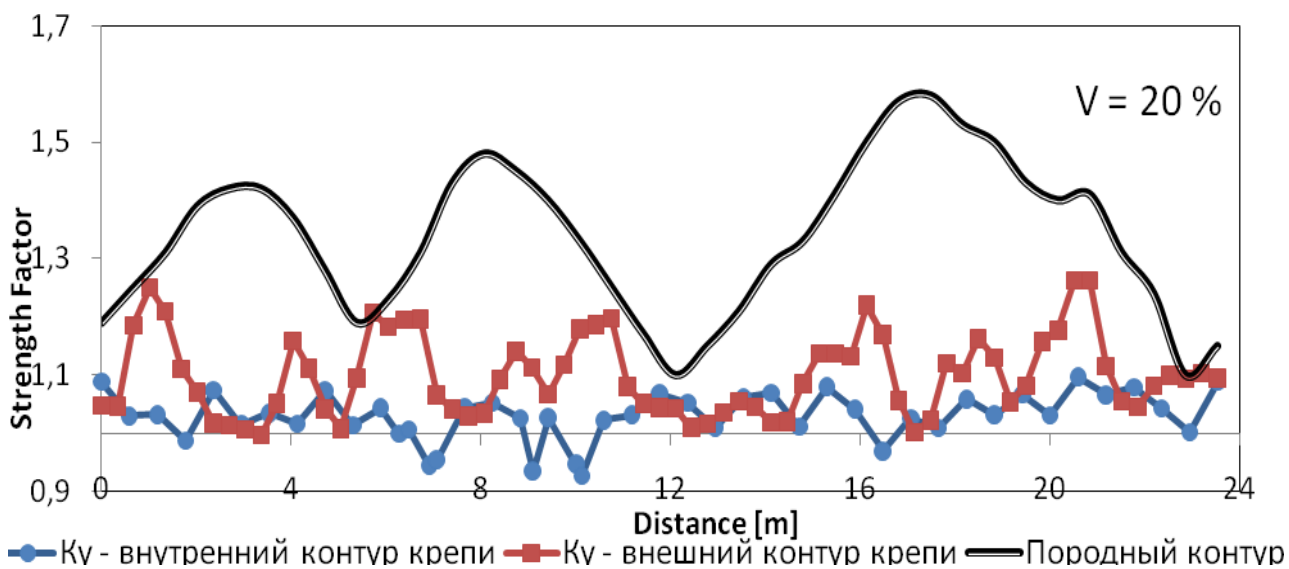


Рис. 4.20. Графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола при коэффициенте вариации  $V = 20,4 \%$

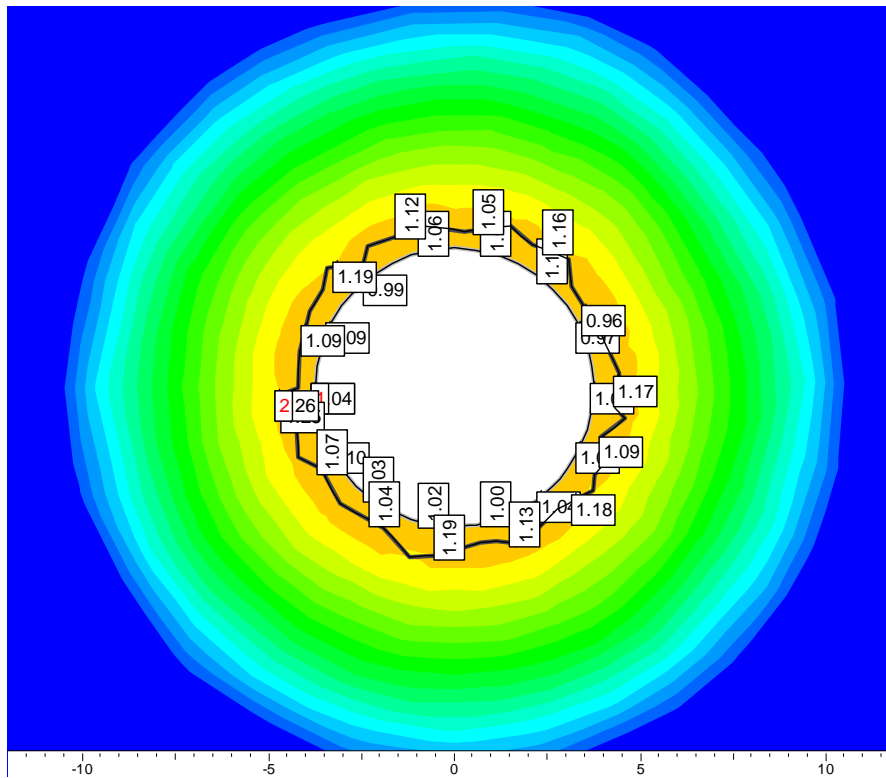


Рис. 4.21. Распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола и приконтурного массива при коэффициенте вариации  $V = 24,4 \%$

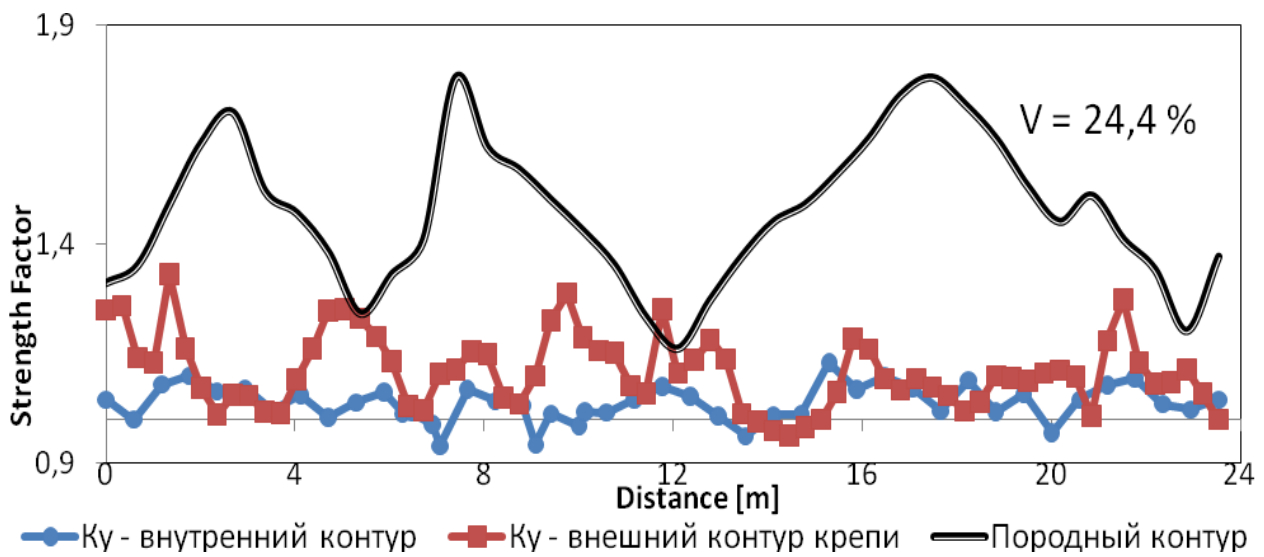


Рис. 4.22. Графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола при коэффициенте вариации  $V = 24,4 \%$



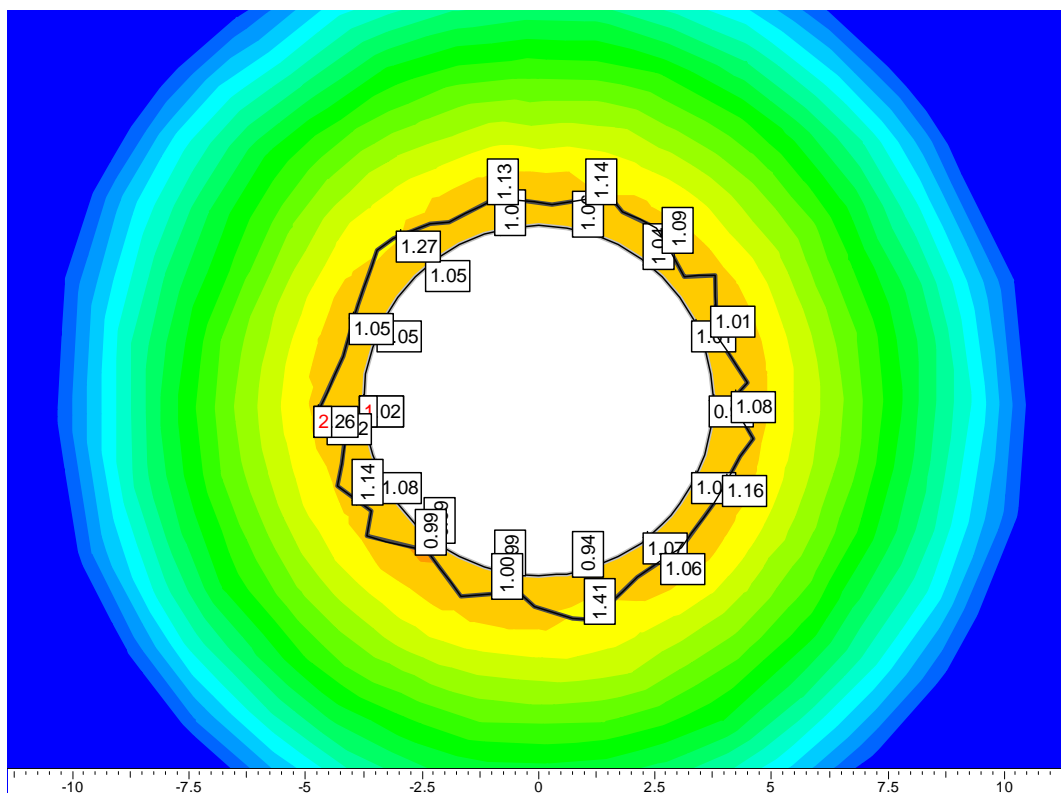


Рис. 4.23. Графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола при коэффициенте вариации  $V = 31,1 \%$

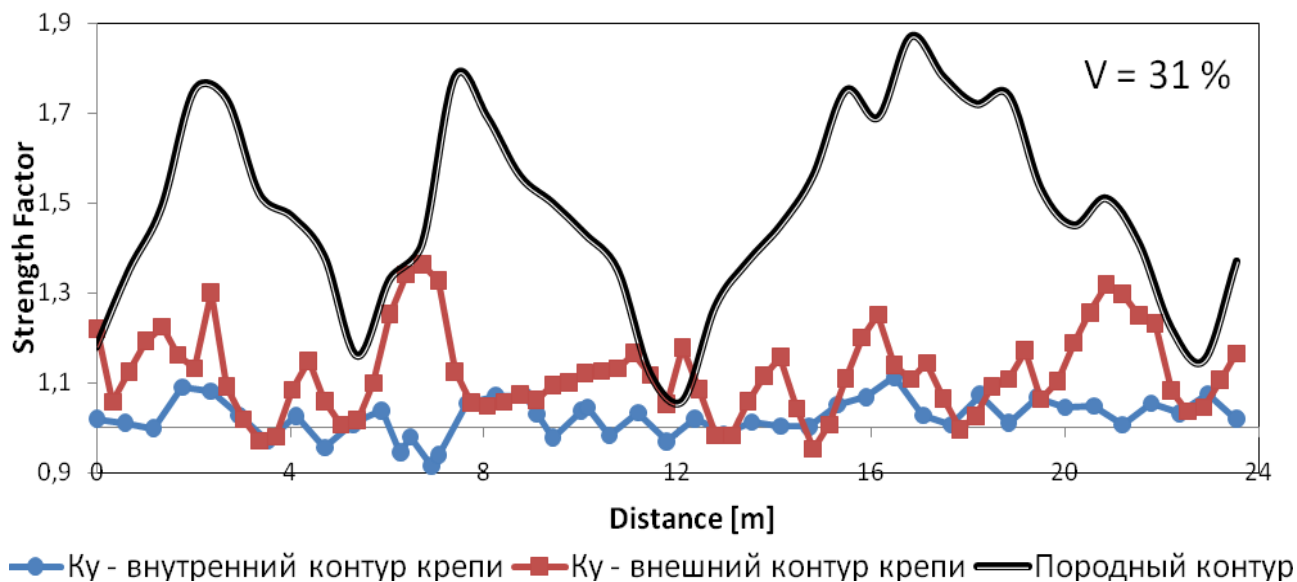


Рис. 4.24. Графики распределения  $k_y$  бетонной крепи ствола при коэффициенте вариации  $V = 31,1 \%$

Из рис. 4.18, 4.20, 4.22 и 4.24 следует, что увеличение степени изломанности внешнего контура крепи приводит к увеличению количества точек разрушения бетона. На рис. 4.25 показана зависимость, подтверждающая эту закономерность. При этом прочность крепи снижается на 15...25%, что

требует особого подхода к технологии ведения взрывных работ, выбора такой схемы расположения шпуров, при котором внешний контур был бы более гладким, а коэффициент вариации отклонений его от проектного был бы минимальным.

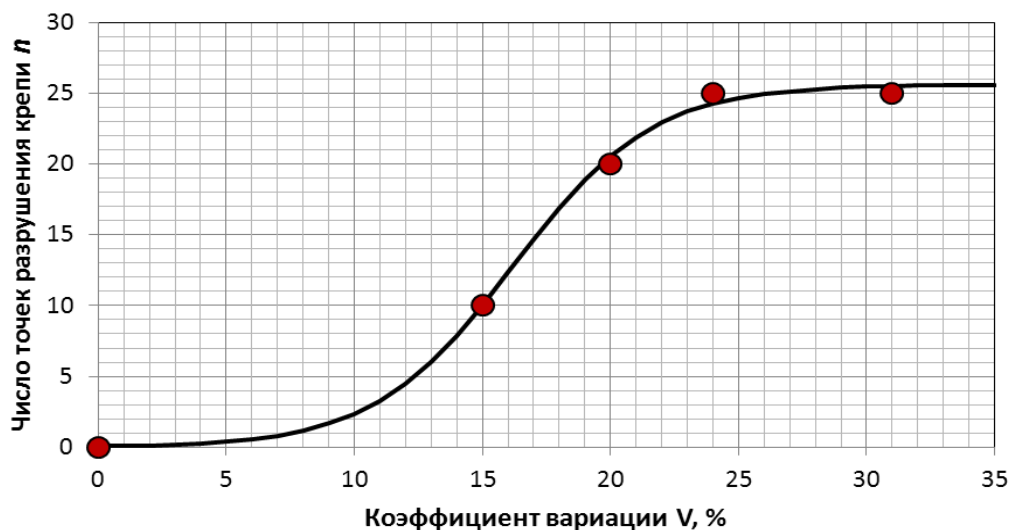


Рис. 4.24. Зависимость количества точек разрушения контура крепи от коэффициента вариации величины отклонений фактического контура ствола в проходке

Полученная зависимость количества точек разрушения контура крепи  $n_p$  от коэффициента вариации  $V$  величины отклонений фактического контура ствола в проходке имеет вид:

$$n_p = \frac{25.6}{1 + 400 \cdot \exp(-0.37 \cdot V)} \quad (4.8)$$

Результаты выполненных исследований изложены в работах [136-138].

## ГЛАВА 5

# НОВАЯ СХЕМА ВЗРЫВНОЙ ОТБОЙКИ ПОРОД ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ ШАХТ

### 5.1. Основные положения и параметры технологии буровзрывных работ при проведении вертикальных стволов

Буровзрывной способ в настоящее время остается основным при выемке горных пород. В Донбассе все вертикальные стволы проходят с применением буровзрывной технологии.

Удельный вес буровзрывных работ в общем объеме проходческого цикла составляет до 40...50 % [18, 139]. Основными параметрами буровзрывных работ при проходке вертикальных стволов являются: удельный расход ВВ, количество, глубина и расположение шпуров.

В качестве ВВ наиболее распространен аммонит скальный № 1 прессованный в патронах увеличенного диаметра – 45 мм, массой 400 г. Это ВВ относится ко II классу по предохранительности и допущено к применению в шахтах не опасных по газу метану. Однако, согласно [140], аммонит скальный № 1 разрешено применять в стволах при наличии метана, но при условии подтопления забоя перед взрыванием водой на высоту не менее 20 см. Менее распространен для взрывания в стволах аммонит 6ЖВ в патронах диаметром 36 мм массой 300 г.

Шпуры диаметром 52 мм бурятся в основном при помощи бурильных установок типа БУКС-1М (СМБУ-4М), реже – ручными перфораторами. Глубина шпуров принимается в зависимости от крепости пересекаемых пород, характеристик бурильного оборудования и принятой технологической схемы проведения ствола. Обычно глубина шпуров составляет 2,5...4,2 м. Величина коэффициента использования шпуров (КИШ) составляет 0,75...0,95. Коэффициент заполнения шпуров зависит от их количества и глубины, физико-механических свойств пересекаемых пород и изменяется в пределах 0,35...0,50 [18].

Инициирование зарядов ВВ производят электродетонаторами мгновенного ЭДКЗ-0П, короткозамедленного ЭДКЗ-ПМ и замедленного ЭДЗД действия. В качестве забойки шпуров применяют гранулированный шлак с гидрозабойкой (при подтоплении забоя водой перед взрыванием).

Комплект шпуров для отбойки основной массы породы в забое ствола круглой формы располагают по трем-четырем концентрическим окружностям. При этом, в зависимости от крепости взрывааемых пород, врубовые шпуры могут располагаться как по одной, так и по двум окружностям. Диаметры окружностей и количество шпуров, располагаемых на них, в соответствии с рекомендациями [141, 142], принимают по табл. 5.1.

Глубина врубовых шпуров обычно принимается на 7...10 % больше глубины отбойных шпуров. При использовании двойных конструкций врубов, шпуры внутренней окружности (ряда) имеют глубину в 1,5...2 раза меньше глубины врубовых шпуров внешней окружности (ряда), а их заряды взрываются первыми.

Таблица 5.1

Соотношение диаметров окружностей и количества шпуров при проведении взрывных работ в стволах

Тип шпуров	Отношение диаметра окружности к диаметру ствола в черне при числе окружностей			Соотношение числа шпуров по окружности при ее числе		
	3	4	5	3	4	5
Врубовые	$(0,3-0,35)D_{вч}$	$(0,25-0,3)D_{вч}$	$(0,2-0,25)D_{вч}$	1	1	1
Отбойные						
I	$(0,6-0,65)D_{вч}$	$0,5D_{вч}$	$0,45D_{вч}$	2 - 2,5	2 - 2,5	2
II	–	$(0,7-0,75)D_{вч}$	$(0,6-0,7)D_{вч}$	–	3 - 3,5	2,5 - 3
III	–	–	$(0,7-0,8)D_{вч}$	–	–	3,5 - 4
Оконтуривающие	$0,95D_{вч}$	$0,95D_{вч}$	$0,95D_{вч}$	3 - 3,5	4 - 4,5	4,5 - 5

Оконтуривающие шпуры в стволах могут располагаться по нескольким схемам. Наиболее распространенными являются три, представленные на рис. 5.1.

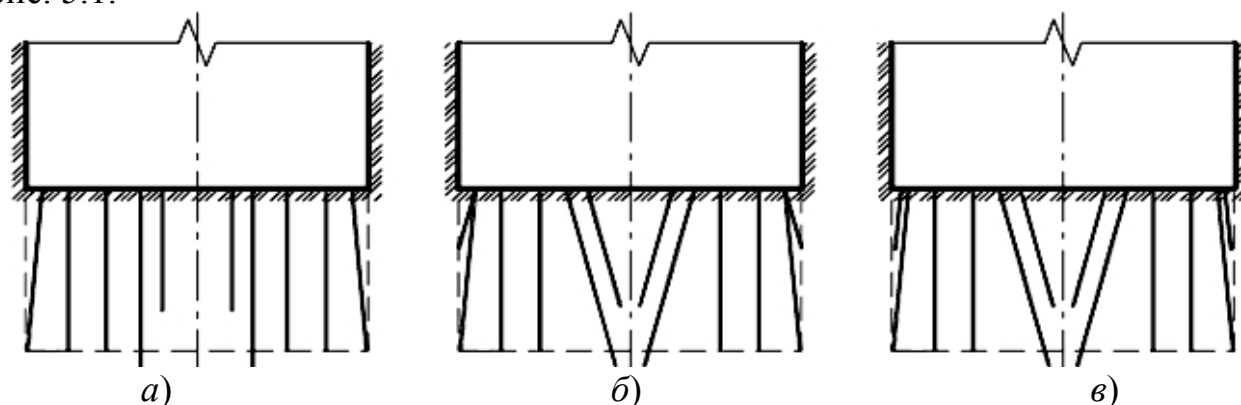


Рис. 5.1. Схемы расположения оконтуривающих шпуров:

- a* – без применения коротких оконтуривающих шпуров;
- б* – с расположением устьев длинных и коротких оконтуривающих шпуров на одной окружности;
- в* – с расположением устьев коротких оконтуривающих шпуров на дополнительной окружности

Анализ паспортов БВР, применяемых при проходке вертикальных стволов в Донбассе в последние годы, выполненный в [143], показал, что наибольшее распространение (около 75 %) получили схемы с оконтуривающими шпурами уменьшенной глубины и зарядов (короткие оконтуривающие шпуры).

Применение коротких оконтуривающих шпуров диктуется тем, что постоянная бетонная крепь ствола, а также опалубка, расположенная в призабойной части выработки, не позволяют пробурить бурильной установкой оконтуривающие шпуры требуемой длины так, что бы их дно не выходило за пределы проектного контура выработки. Кроме того, они предупреждают недоборы породы и снижают величину неровностей боковых стен ствола.

В ряде работ [144, 145 и др.] приводятся данные о случаях групповых неполных детонаций и отказах при взрывных работах с применением коротких оконтуривающих шпуров. В результате этого приконтурный массив ствола на значительном протяжении оставался неразрушенным (рис. 5.2).

Недоборы породы и отказы зарядов оконтуривающих шпуров при проходке выработок приводят к существенным технологическим сложностям, поскольку приходится либо производить бурение и взрывание коротких шпуров для удаления породных выступов или расширения выработки, либо сбивать эти выступы отбойными молотками. Работы по «доработке» сечения малопроизводительны, трудоемки, требуют больших затрат ручного труда, времени и существенно снижают скорость проведения выработки, увеличивают ее стоимость [146, 147].

Вследствие этого, в отклонениях характерно преобладание переборов, чем недоборов. В качестве примера, характеризующего обычную практику проведения выработок с применением БВР, в табл. 5.2 представлены данные замеров показателей проходки полевых выработок и квершлагов [148].

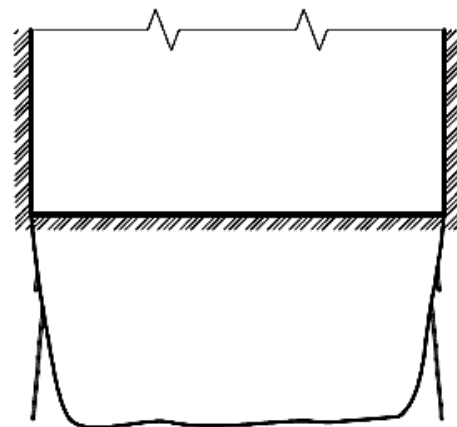


Рис. 5.2. Общий вид забоя ствола в результате неполной детонации зарядов оконтуривающих шпуров

Таблица 5.2

Основные показатели качества выполнения буровзрывных работ

Горные породы	Среднее значение сечения, м <sup>2</sup>	Тип взрывчатых веществ	Результаты замеров		
			Среднее фактическое сечение, м <sup>2</sup>	Величина переборов, %	количество недоборов, %
Глинистые сланцы, слоистые, $f = 4$	9,4	ПЖВ-20	11,3	21,2	0,95
Песчанистые сланцы, слоистые, $f = 6$	10,2	ПЖВ-20	11,9	18,1	1,17
Песчаники, $f = 8$	9,6	ПЖВ-20	11,0	16,2	1,35
Песчаники, известняки, $f = 10$	9,4	ПЖВ-20	10,5	14,1	1,6
Среднее значение	–	–	–	17,4	1,24

Неровности породного контура ствола приводят не только к значительному увеличению стоимости проходки, но и ухудшают условия работы крепи. Так, при использовании в качестве крепи тюбингов или сборных железобетонных элементов, неровности стенок могут стать одной из главных причин неравномерных давлений на крепь, появлению опасных сосредоточенных нагрузок, приводящих к деформациям и разрушению крепи. При значительных неровно-

стях и нарушениях сплошности породного контура, провоцируется развитие разрушений вглубь массива, вызывая отслоения породы, вывалы, формирование больших зон разрушенных и деформированных пород, что обуславливает необходимость проведения весьма трудоемких и дорогих работ по ремонту выработки.

Ранее, в главе 4, уже говорилось об отрицательном влиянии, как выступов, так и впадин в боковых стенках ствола и зависимости степени устойчивости от величины амплитуды неровностей.

Все сказанное говорит об актуальности дальнейшего исследования вопросов более гладкого оконтуривания боковых стен вертикальных шахтных столов при выполнении буровзрывных работ и разработке эффективных мероприятий, позволяющих снизить величину неровностей и степень нарушенности приконтурного массива пород.

## **5.2. Оценка механизма и характера разрушения приконтурного массива пород после выполнения взрывных работ в стволах**

Неравномерность разрушения боковых стен ствола по глубине заходки может быть объяснено различными условиями разрушения породы по длине оконтуривающего шпура. Рассмотрим принципиальную схему, составленную авторами работы [146] по результатам исследований характера разрушения пород буровзрывным способом при проведении горизонтальных выработок (рис. 5.3).

Участок *I* у устья шпура разрушается практически при двух поверхностях обнажения *1* и *2*. Причем находится в зоне, уже подвергавшейся действию взрыва донной части шпуров предыдущей заходки.

Обычно расстояние от устья оконтуривающего шпура до проектного контура выработки колеблется от 30 до 80 см для верхних шпуров (у кровли горизонтальных выработок) и от 20 до 40 см, а иногда и больше для боковых (по стенкам выработки). Глубина стаканов *9* оконтуривающих шпуров равна, как правило, 20...40 см, иногда более. Вследствие этого взрыв разрушает породу не только по линии оконтуривающих шпуров в сторону забоя, но и за обуренным контуром, т.е. в сторону массива. Разрушение распространяется на некоторую глубину *h*, которая приблизительно равна расстоянию между донной частью оконтуривающих шпуров предыдущей заходки и устьем оконтуривающих шпуров в новой заходке, а иногда несколько превышает указанное расстояние.

По мере удаления от устья ко дну оконтуривающих шпуров влияние второй поверхности обнажения *2* (см. рис. 5.3) на разрушение породы уменьшается. С достаточной степенью точности можно полагать, что в средней части шпурового заряда *II* разрушение происходит уже при одной обнаженной поверхности, причем в участке, практически не подвергавшемся действию взрыва донной части оконтуривающих шпуров предыдущей заходки. Естественно, что перебор породы здесь заметно уменьшается. На участке *III* у донной части оконтуривающего шпура разрушение породы происходит в особых условиях. Та часть заряда *III'*, которая расположена непосредственно в донной части шпу-

ра, остающейся затем в виде стакана, взрывается практически при отсутствии поверхности обнажения. Результатом взрыва этой части заряда является некоторое нарушение сплошности окружающего массива. Обычно дно оконтуривающих шпуров выводят за проектный контур выработки на 20...30 см, а иногда и более. Действие взрыва части заряда III'', непосредственно прилегающей к груди забоя, направлено на отрыв породы по линии оконтуривающих шпуров (с небольшим перебором) и на срез по линии A-A.

Проведение буровзрывных работ в вертикальных выработках имеет свою специфику. В отличие от горизонтальных выработок, в настоящее время для стволов характерна глубина заходки в пределах 3,5...4,0 м при глубине шпуров 4,2...4,4 м. Шпуровой заряд, при использовании патронов диаметром 45 мм занимает примерно половину длины шпура. В связи с этим, для определения степени соответствия схемы разрушения боковых пород по глубине шпура для горизонтальных (см. рис. 5.3) и вертикальных выработок, необходимо проведение обследований контура ствола после выполнения буровзрывных работ.

Комплекс визуальных обследований состояния породных обнажений после выполнения буровзрывных работ был проведен в забое воздухоподающего ствола № 3 на АП «Шахта им. А.Ф. Засядько». Основные параметры паспорта буровзрывных работ приведены на рис. 5.4 – схема расположения шпуров и в табл. 5.3, 5.4 – основные показатели БВР. Следует отметить, что данный паспорт в последнее время является характерным при проходке стволов в условиях Центрального Донбасса. На рис. 5.4 затемненная область показывает место расположения шпуровых зарядов.

Результаты визуальных и инструментальных обследований состояния призабойной части ствола показали, что степень разрушения, заколообразования, величины переборов в боках изменяются по глубине шпура и зависят от величины шпуровых зарядов и крепости пород.

Так, разрушение сланцев по глубине шпура весьма неравномерно. В зоне сплошного колонкового заряда (нижняя часть заходки) породы переизмельчены, на некоторых участках смяты. До начала крепления в этих местах глини-

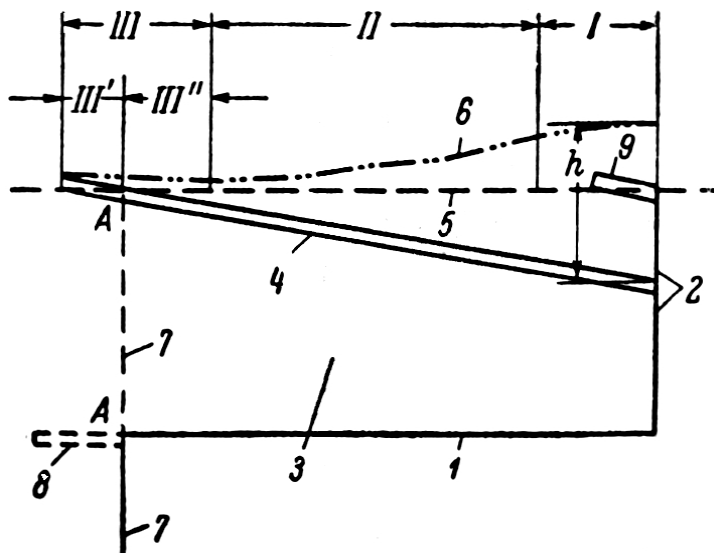


Рис. 5.3. Принципиальная схема различных зон разрушения по длине оконтуривающего шпура. I, II, III – зоны разрушения; 1, 2 – плоскости обнажения; 3 – слой породы, отбиваемый оконтуривающими шпурами; 4 – оконтуривающий шпур; 5 – проектный контур выработки; 6 – фактический контур выработки; 7 – грудь забоя последующей заходки; 8, 9 – стаканы соответственно отбойного и оконтуривающего шпуров

стый сланец отслаивался небольшими отдельностями или осыпался мелкими плитками размером 20...45 мм в поперечнике, поверхность излома шероховатая. К этой зоне приурочены допустимые переборы породы.

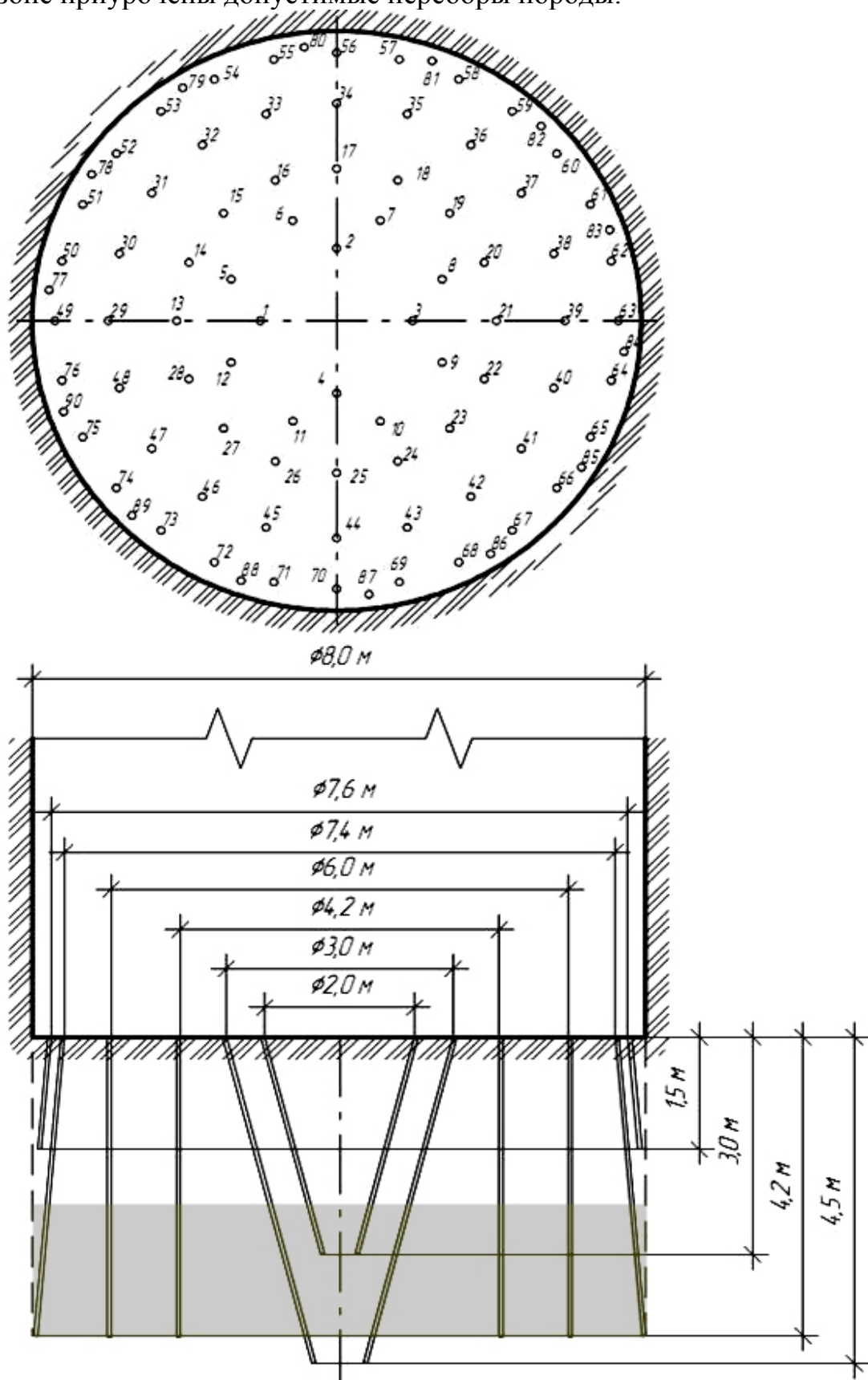


Рис. 5.4. Схема расположения шпуров паспорта БВР при проходке воздухоподающего ствола № 3 на АП «Шахта им. А.Ф. Засядько»



Таблица 5.3

## Основные показатели буровзрывных работ

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
Диаметр ствола вчерне, $D_{вч}$	м	8,0
Площадь поперечного сечения ствола вчерне, $S_{вч}$	м <sup>2</sup>	50,24
Коэффициент крепости пород	—	10
Приток воды в забой	м <sup>3</sup> /ч	3...4
Тип ВВ	—	аммонит скальный № 1
Диаметр шпура	мм	52
Диаметр патрона ВВ	мм	45
Количество шпуров на цикл	шт	90
Общий расход ВВ на цикл	кг	321,6
Удельный расход ВВ на 1 м <sup>3</sup> обуренного массива	кг/ м <sup>3</sup>	1,53
Материал забойки	—	Гранулированный шлак, вода

Таблица 5.4

## Характеристика шпуровых зарядов

№№ шпуров, взрываваемых за один прием	Количество шпуров в окружности, шт	Диаметр окружности, м	Расстояние между шпурами по кругу, м	Угол наклона шпуров к горизонтали, градус	Длина шпура, м	Длина/масса шпурового заряда, м/кг	Длина забойки, м
1...4	4	2,0	1,57	80	2,5	0,90/2,8	1,60
5...12	8	3,0	1,18	80	4,5	1,80/4,0	2,70
13...28	16	4,2	0,82	90	4,2	1,80/4,0	2,40
29...48	20	6,0	0,89	90	4,2	1,80/4,0	2,40
49...76	28	7,4	0,83	85	4,2	1,80/4,0	2,40
77...90	14	7,6	1,71	85	1,5	0,72/1,6	0,78

В местах расположения забойки (верхняя часть шпура) разрушения проявляются в раскрытии природных горизонтальных и кососекущих трещин, в образовании вывалов по поверхностям скольжения, блоковым отдельностям и отслоениям. Отслаивающиеся куски породы состояли в поперечнике 100...300 мм.

Глинистым сланцам присуще общее разрыхление в зоне взрыва. В песчано-глинистых сланцах, отличающихся большей плотностью (по сравнению с плотностью в глинистых), разрушение пород на контакте носит несколько иной характер. В ряде мест по поверхности обнажения прослеживаются следы шпуров; горизонтальные и кососекущие трещины распространяются не повсеместно, а их раскрытие не превышает 2...3 мм. Отслоения и вывалы более интенсивно проявляются по поверхностям скольжения. Для всего обнажения характерно наличие ясно прослеживаемых поверхностей излома. Переборы породы также приурочены к зоне расположения заряда.

В песчаных и песчанистых сланцах с  $f = 7 \dots 9$ , отличающихся большими поверхностями скольжения, происходит более интенсивное образование трещин и отслоений, частота расположения трещин, параллельных направлению, уменьшается от зоны расположения заряда к забойке. Вертикальные зияющие трещины наблюдаются больше со стороны восстания и располагаются на границе плоскостей скольжения. Вывалы породы отмечены по поверхностям блоковых отслоений, размер их не превышает в поперечнике 350...500 мм. В нижней части обнажения поверхности излома встречаются чаще, чем в верхней, но незначительны по протяженности, переборы и вывалы породы более равномерны.

При пересечении песчаников с  $f = 10 \dots 14$  поверхность обнажений остается крайне неровной, разбитой трещинами. Зияющие вертикальные трещины имеют раскрытие от 25 до 50 мм, а иногда и более. При наличии больших плоскостей скольжения наличие в песчаниках кривой слоистости приводит к их расслоению во время разрушения взрывом по двум направлениям: по общему направлению и по косому наслоению. В песчаниках меньше поверхностей излома, породы отрываются крупными блоками размером 400...600 мм в поперечнике, которые при слоистости могут распадаться на мелкие плитки. Возникновение заколов при взрыве в песчаниках наблюдается по уже существующим поверхностям и зонам ослабления. Этим можно объяснить большой объем переборов (преимущественно в зоне заряда) при проходке стволов в песчаниках.

Таким образом, можно констатировать, что основной причиной переборов породы при проходке является существующая технология ведения буровзрывных работ. Значительная концентрация избыточной энергии ВВ в оконтуривающих шпурах вследствие применения в них зарядов увеличенного диаметра и плотного заряжения вызывает дополнительные переборы и разрушение обнажений в стволах до закрепления их монолитным бетоном. По данным [118], повышение массы зарядов скального аммонита № 1 в оконтуривающих шпурах на 10...20 % приводит к увеличению разрушенной зоны в обнажениях на 25...38 %, что способствует образованию новых вывалов. В [149] приводятся такие данные: при коэффициенте крепости пересекаемых пород  $f = 7 \dots 9$  и применении скального аммонита с увеличением плотности заряжения на 23 % линейный перебор в среднем увеличивается на 36 % (с 17...19 до 22...30 см); при крепости пород  $f = 4 \dots 6$  и применении аммонита АП-4ЖВ с увеличением плотности заряжения на 31 % линейный перебор увеличивается на 17 % (с 27...32 до 32...37 см). Между тем, часто при проходке стволов существует практика увеличения зарядов именно в нижней части шпура (за счет более мощных патронов ВВ, применения обратного инициирования и др.) с целью увеличения КИШ, лучшего дробления породы, усиленного рыхления нижней части взрываемого массива для повышения производительности и полноты механизированной погрузки.

Следует отметить также, что на сформированном контуре выработок, пройденных буровзрывным способом, места переборов породы оказываются областями перенапряженными. Величины дополнительной концентрации напряжений в зонах вывалов находится в прямой зависимости от их глубины.

Кроме того, вызываемые при взрывных работах разрушения пород в обнажениях влияют на их состояние, предопределяя дополнительные отслоения, вывалы, а, в конечном счете, снижение устойчивости самих обнажений.

Таким образом, качественная картина разрушения породы по длине оконтуривающих шпуров при обычном методе ведения буровзрывных работ в проходческом забое как горизонтальных, так и вертикальных выработках схожа, хотя и имеет определенные отличия, обусловленные длиной шпура (заходки) и длиной заряда. Взрывание и разрушение породы в любых выработках происходит не в одинаковых условиях: наиболее благоприятных у устья и наименее благоприятных – у дна шпуров. Поэтому при одинаковой величине заряда на единицу длин шпуров объем разрушения (следовательно, и перебор породы) закономерно увеличивается в глубине массива, у дна оконтуривающего шпура. В большей степени это проявляется в стволах. В горизонтальных выработках величина заряда, нормальная для разрушения породы в зоне *III'*, прилегающей к груди забоя, будет слишком велика для средней зоны и участка у устья. Однако двойное воздействие взрыва в зоне расположения стаканов (дна шпура) приводит к переборам породы именно в этой зоне. Это необходимо учитывать при контурном взрывании и принимать меры к обеспечению одинаковых условий разрушения породы по всей длине оконтуривающих шпуров. Для этого требуется сводить к минимуму глубину стаканов, располагать оконтуривающие шпуры возможно ближе к проектному контуру выработки и точно выводить на последний дно каждого оконтуривающего шпура. Нужно также принимать меры к уменьшению влияния площадок *A–A*, затрудняющих разрушение массива в зоне *III* и вызывающих тем самым необходимость увеличения донной части заряда.

Это может быть достигнуто, во-первых, за счет правильного расположения ближайшего ряда вспомогательных шпуров (с соблюдением постоянства длины ЛНС для шпуров оконтуривающего ряда на всем их протяжении), во-вторых, за счет смещения по длине оконтуривающих шпуров относительно остальных шпуров комплекта (с тем, чтобы выемка центральной части забоя опережала отбойку приконтурного слоя). При этом для стволов величина опережения должна быть существенно больше. В-третьих, требования качества оконтуривания обуславливают необходимость снижения величины зоны трещинообразования, что может быть достигнуто путем применения зарядов ВВ уменьшенного диаметра или снижения давления в зарядной камере за счет специальных конструкций зарядов (рассредоточенных, с увеличенным объемом зарядной камеры).

### **5.3. Новый способ взрывной отбойки пород при проведении вертикальных стволов**

Снижение величины переборов породы в боках и более равномерное их дробление по глубине заходки при проведении вертикальных стволов буровзрывным способом может быть достигнуто за счет смещения по длине оконтуривающих шпуров относительно остальных шпуров комплекта. В [150] при-

ведены результаты испытания способа отбойки со смещением (отставанием) дна оконтуривающих шпуров относительно забоя (рис. 5.5). Испытания способа при проведении горизонтальной выработки дали положительные результаты при величине смещения 20...30 см, позволив рекомендовать данный способ к применению.

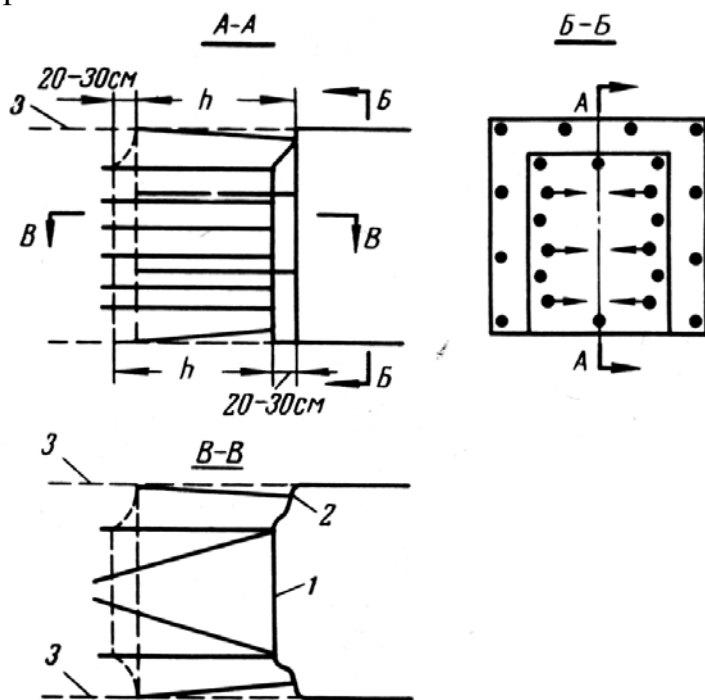


Рис. 5.5. Схема расположения шпуров со смещением оконтуривающих: 1 – забой, 2 – «защитный воротник»; 3 – проектный контур выработки

В [146] этот способ рекомендуется для выполнения буровзрывных работ при проведении вертикального ствола.

Схема расположения шпуров, основные элементы паспорта БВР и время замедления при взрывании комплектов шпуровых зарядов приведены на рис. 5.7.

Величина отставания дна оконтуривающих шпуров от забоя ствола принята, как и в [150], 20...30 см. Данных об эффективности применения данного паспорта БВР при проведении ствола не приводится. Следует также отметить, что предложенные параметры этого паспорта не могут быть рекомендованы для современной технологии проведения

При этом в ряде случаев отпадает необходимость в увеличении заряда в донной части оконтуривающих шпуров, а их КИШ увеличился до 1,0. Для рассматриваемых условий глубина оконтуривающих шпуров должна быть равна подвиганию забоя за цикл.

В [151] для повышения качества оконтуривания горизонтальной выработки, снижения переборов и нарушений приконтурного массива от взрывания контурных шпуров также предлагается перемещение дна контурных шпуров в сторону от забоя. При этом смещение рекомендуется делать равным примерно половине величины подвигания забоя (рис. 5.6).

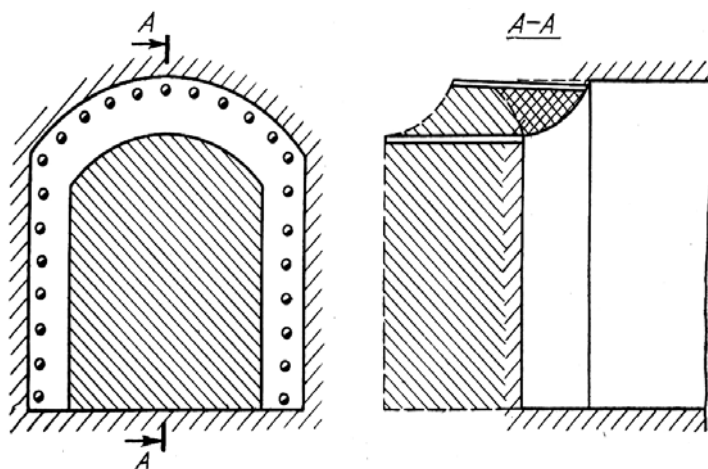


Рис. 5.6. Схема расположения шпуров с перемещением контурных шпуров в сторону от забоя

вертикальных стволов. В рассматриваемом случае диаметр ствола вчерне  $D_{вч}$  составляет 5,9 м, длина заходки  $l_{зах} = 1,8$  м, длина основного комплекта шпуров  $l_{шп} = 2$  м.

В связи с этим, с учетом современных параметров и требований буровзрывной технологии проходки стволов, необходимо проведение исследований эффективности способа отбойки породы со смещением (отставанием) дна оконтуривающих шпуров относительно забоя.

Рассмотрим схему расположения шпуров и основные параметры буровзрывных работ применительно к условиям проходки воздухоподводящего ствола № 3 ШУ «Покровское» (рис. 5.8). Диаметр ствола вчерне  $D_{вч} = 8$  м, длина заходки  $l_{зах} = 4,0$  м, длина основного комплекта шпуров  $l_{шп} = 4,2$  м. КИШ при этом составляет 0,95.

Отличительные признаки предлагаемой схемы расположения шпуров от традиционной (см. рис. 5.4) состоят в следующем.

1. Оконтуривающие шпуров располагаются по одной окружности и отстают от комплекта врубовых и отбойных шпуров на величину  $h_y$ . Высота уступа, в отличие от схемы, предлагаемой в [146] (см. рис. 5.7), должна быть равной, предположительно,  $h_y = 0,5 \dots 1,5$  м. При меньшей высоте, эффект от смещения не будет ощутимым, а при бóльшей высоте возникнут технологические трудности, связанные с бурением шпуров, уборкой породы, приведением забоя в безопасное состояние и т.д.

2. Длина оконтуривающих шпуров за счет перемещения их дна из зоны наиболее «зажатых» пород уменьшена и равна длине заходки  $l_{ок} = l_{зах} = 4,0$  м (для них КИШ равен 1,0).

3. Оконтуривающие шпуров имеют уменьшенный заряд. При этом заряд располагается на бóльшей длине шпура (2,5 м) за счет применения деревянных брусков, устанавливаемых между патронами ВВ. Передача детонации при этом

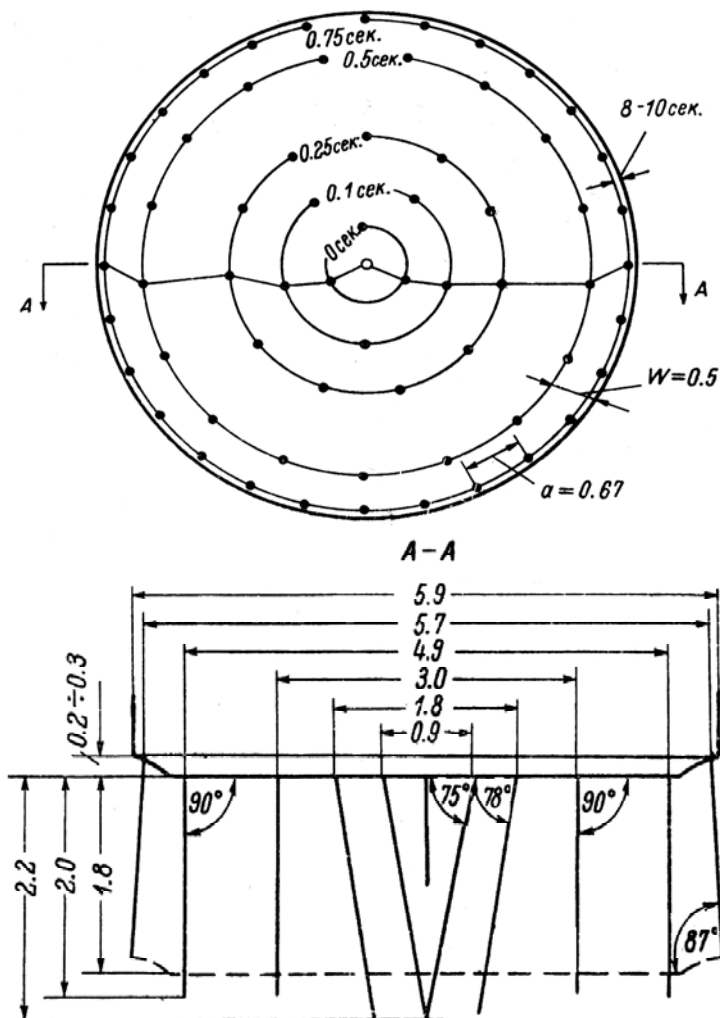


Рис. 5.7. Схема расположения шпуров паспорта БВР при проходке шахтного ствола [146]

осуществляется отрезком ДШ. Этот прием позволяет увеличить объем зарядной камеры и, соответственно, уменьшить давление газов взрыва.

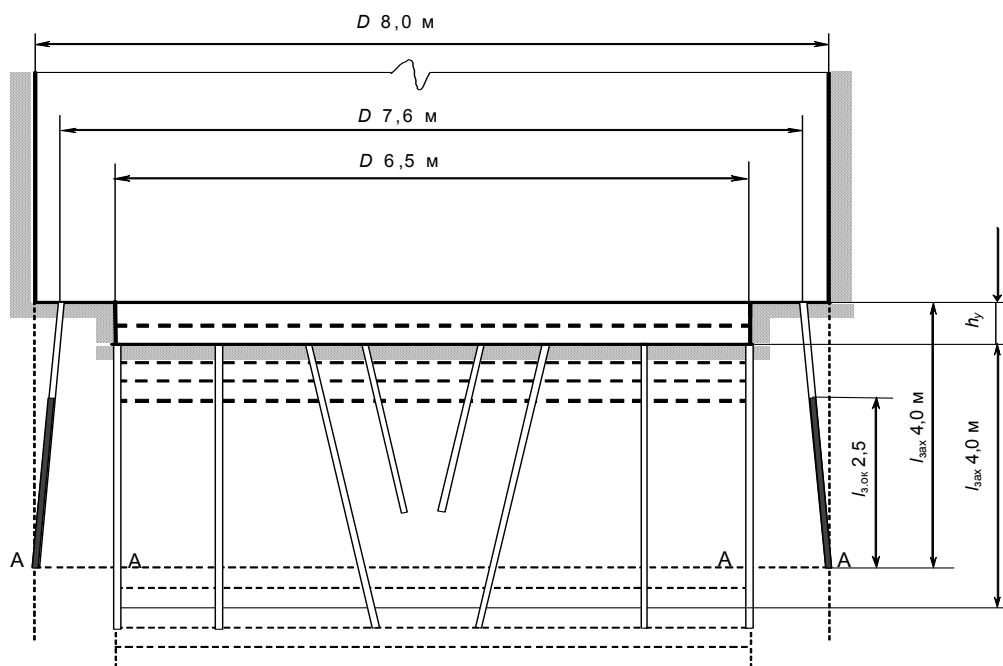


Рис. 5.8. Предлагаемая схема расположения шпуров для условий проходки воздухоподающего ствола № 3 ШУ «Покровское»

4. Внешняя окружность с отбойными шпурами расположена ближе к оконтуривающим для облегчения отрыва породы последними. Ширина уступа после взрывания основного комплекта шпуров составляет  $b_y = 0,75$  м.

Преимуществом данной схемы является уменьшение разрушения боковых пород в нижней части оконтуривающих шпуров за счет смещения их дна из самой удаленной от устья шпуров зоны, а также за счет уменьшения расстояния до обнаженной поверхности при уступной форме забоя. Кроме этого устраняется присутствующее в традиционных схемах взрывания двойное воздействие взрыва зарядов в нижней части заходки (часть заряда *III'* донной части шпура, остающейся в виде стакана (см. рис. 5.3)). Верхняя часть оконтуривающих шпуров, не имеющая заряда, не воздействует на боковую поверхность ствола, а уступ «срезается» при взрывании всего комплекта шпуров в забое, не образуя переборов.

Рациональная высота уступа и, соответственно, степень снижения динамического воздействия взрыва зарядов оконтуривающих шпуров на приконтурный породный массив ствола, может быть определена различными методами. Наиболее эффективным и достоверным методом является экспериментальный, выполняемый в конкретных горно-геологических условиях непосредственно при проведении шахтного ствола. Тем не менее, для определения параметров схемы расположения шпуров с уступной формой забоя, необходимы предварительные данные о возможной высоте уступа. Решение такой задачи в аналитической постановке не представляется возможным из-за достаточно

сложной расчетной схемы, включающей уступную форму забоя ствола, наличие комплекта шпуров, расположенных на разных уровнях, совместное воздействие НДС массива и взрыва шпуровых зарядов, неопределенность при выборе указанных параметров и т.д. Наиболее удобным в данном случае является численный метод исследований, который позволяет решать геомеханические задачи с достаточным уровнем точности при рассмотрении нескольких влияющих факторов.

#### 5.4. Численные исследования НДС призабойной части массива при выполнении буровзрывных работ

Проведем оценку степени эффективности предлагаемого способа выполнения буровзрывных работ для снижения динамического эффекта от взрывания контурных шпуров при различной величине отставания их (высоте уступа  $h_y$ ) от основного комплекта шпуров.

Призабойная часть ствола, которая рассматривается в качестве объекта исследования, имеет уступную форму. Взрывное воздействие шпуров на массив также предполагает рассмотрение сложной схемы, включающей последовательное взрывание врубовых, отбойных и оконтуривающих шпуров. Таким образом, поставленная задача должна решаться в объемной постановке.

Рассмотрим возможность решения этой задачи в плоской постановке, ограничившись рассмотрением только взрывного воздействия оконтуривающих шпуров на линию проектного контура ствола. При этом протяженная часть ствола, в качестве объекта исследования не рассматривается, изучению подвергается только торцовая его часть – забой, имеющий малые линейные размеры. При таком подходе ствол может быть представлен плоской моделью в виде щели, шириной, равной диаметру ствола в проходке  $D_{пр}$  (рис. 5.9).

Поскольку шахтный ствол является долговременной капитальной выработкой, закрепленной монолитной бетонной крепью, его боковые стены (протяженные поверхности щели) не должны деформироваться. С этой целью фиксируем стены ствола по всей протяженности, за исключением призабойной части, где, в соответствии с технологией проходки, находится незакрепленная часть ствола, опалубка со свежееуложенным бетоном и набирающая требуемую прочность крепь из монолитного бетона.

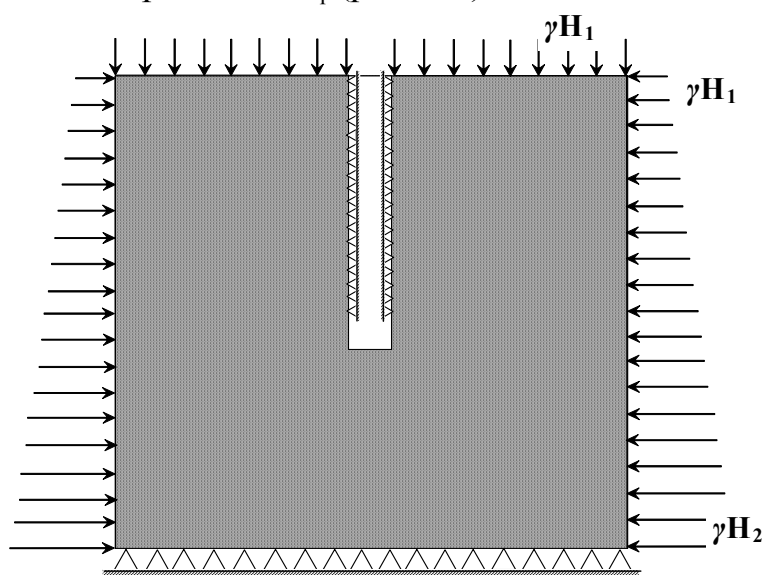


Рис. 5.9. Модель вертикального ствола при решении задачи в плоской постановке

Для исключения вредного влияния горного давления в призабойной части ствола, рекомендуется возводить постоянную монолитную бетонную крепь с отставанием от забоя равным не менее двух диаметров ствола в проходке. Помимо этого, такое отставание постоянной крепи от забоя ствола предупреждает воздействие взрывных работ на передвижную опалубку и твердеющий бетон.

Рост прочности бетона можно интенсифицировать путем снижения водоцементного отношения добавлением в состав бетонной смеси добавок, ускоряющих схватывание (хлорид кальция, сульфат натрия), что позволяет достигать прочности бетона до 90 % от марочной, через 7 суток после укладки. Согласно результатам исследований С.В. Борщевского, набор прочности бетона, после которой крепь может создать достаточный отпор смещениям породного массива, происходит после 5 суток, что соответствует расстоянию от опалубки до забоя 20...30 м при поточной технологии (совмещенной схеме) [152]. С учетом этих данных принимаем протяженность незакрепленной части ствола у забоя 24 м.

Размеры исследуемой области должны быть такими, чтобы исключить влияние краевых эффектов. Их значение должно быть не меньше  $5...6 D_{пр}$ .

Забой ствола, имеющий уступную форму, как видно из схемы расположения шпуров, при любом сечении его вертикальной плоскостью, проходящей через центр ствола, не будет изменять конфигурацию, что тоже отвечает условиям решения плоской задачи.

Поскольку целью исследований является изучение степени влияния только оконтуривающих шпуров, для чистоты эксперимента целесообразно исключить влияние взрывного воздействия врубовых и отбойных шпуров. При этом можно считать, что разрушающее воздействие при их взрывании не оказывает влияния на проектный контур ствола, а действует только в зоне, ограниченной периметром их расположения.

Само взрывное воздействие оконтуривающих шпуров в модели может быть представлено исходя из следующих соображений. Радиальное давление газов взрыва ВВ может быть разложено на ортогональные составляющие (рис. 5.10). Допустимо считать, что составляющие давления, направленные в сторону соседних оконтуривающих шпуров не оказывают влияние на разрушение контура ствола, а их совместное влияние формирует кольцо, также симметричное относительно вертикальной плоскости, проходящей через центр ствола.



Таким образом, в плоской модели действие взрыва в шпуре может быть представлено в виде равномерно приложенной нагрузки по длине шпура, соответствующей давлению газов взрыва.

В соответствии с [153], давление в объеме зарядной камеры шпура при плотности заряжания  $\Delta = 800 \text{ кг/м}^3$  составляет  $P = 320 \text{ МПа}$ .

Как было сказано выше, для рассматриваемой схемы, задача которой снизить степень разрушения боковых стен ствола, принимается уменьшенный шпуровой заряд при увеличении зарядной камеры с 1,8 м до 2,5 м по длине оконтуривающего шпура.

Давление в шпуре при этом снижается до 150 МПа.

Для выполнения исследований используем программный комплекс Phase 2 и методику проведения численного моделирования, подробно описанную в главе 4.

Расчетная схема и конечно-элементная модель для рассматриваемых условий приведена на рис. 5.11. Рассматривается участок вертикального ствола, забой которого расположен на глубине 1000 м. Ствол диаметром 8 м (ширина щели) моделируется в однородном породном массиве. Размеры области массива пород составляют  $200 \times 200 \text{ м}$ . Исследуемая область аппроксимирована трехугольными конечными элементами: количество элементов – 2201, узлов – 1220. Крепость вмещающих пород  $f = 10$ . Физико-механические параметры для построения модели приведены в табл. 5.5.

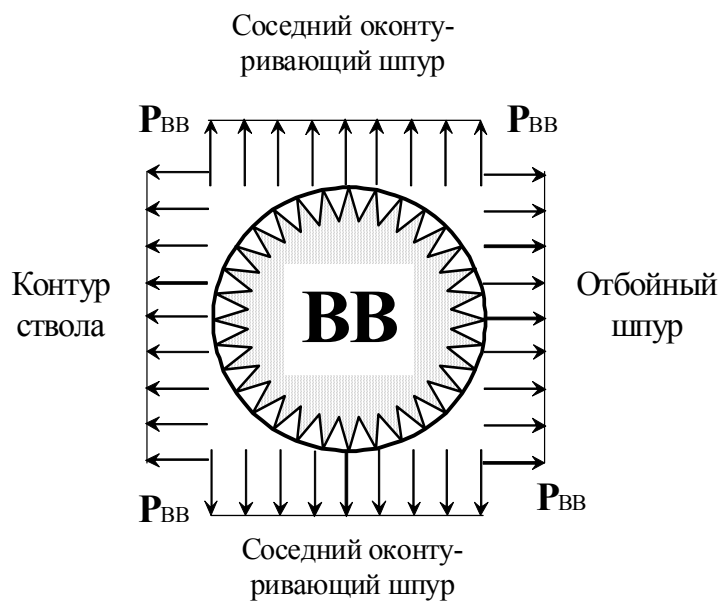


Рис. 5.10. Схема, характеризующая действие взрыва шпурового заряда

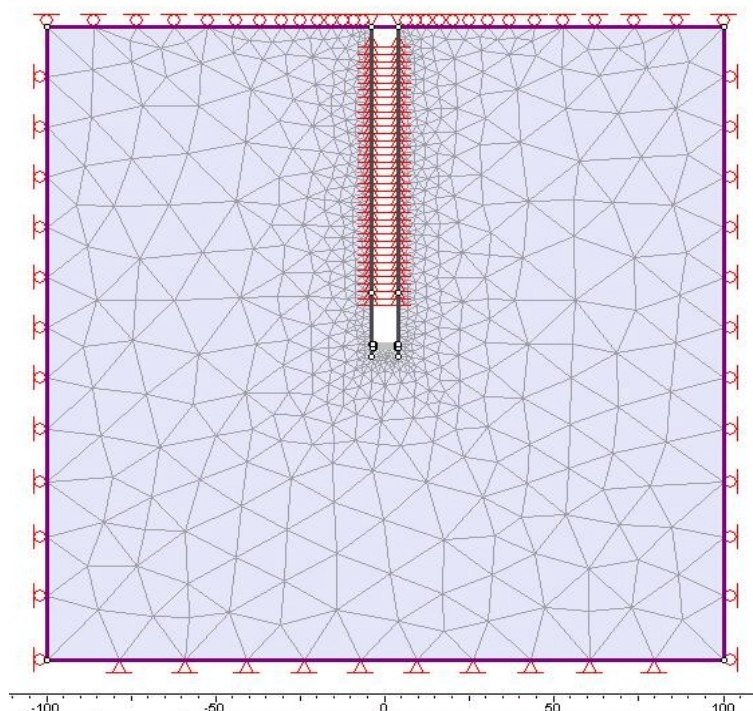


Рис. 5.11. Расчетная схема и конечно-элементная модель

Таблица 5.5

## Физико-механические параметры для построения модели

Физико-механический параметр	Значение
Глубина расположения выработки, $H$ , м	1000
Объемный вес пород, $\gamma$ , МПа/м	$2,5 \cdot 10^{-2}$
Предел прочности на одноосное сжатие, $\sigma_c$ , МПа	100
Предел прочности на одноосное растяжение, $\sigma_t$ , МПа	10
Предел прочности на сдвиг, $\tau$ , МПа	2,93
Модуль Юнга, $E$ , МПа	$614 \cdot 10^4$
Коэффициент Пуассона, $\mu$	0,35
Модуль сдвига, $G$ , МПа	$1,33 \cdot 10^4$

Внешний массив заменен вертикальными и горизонтальными распределенными нагрузками  $\gamma H$ , где  $\gamma$  – средневзвешенный объемный вес пород;  $H$  – глубина заложения выработки. Рассматриваем гидростатическое поле напряжений ( $\lambda = 1,0$ ).

В качестве критерия разрушения принимаем обобщенный критерий Хоека-Брауна (см. глава 4, (4.7)).

Значения констант для рассматриваемой задачи принимаем:

$m_b$  – константа Хоека-Брауна для породного массива ( $m_b = 1,677$ );

$s$  и  $a$  – постоянные величины, учитывающие генезис и состояние (качество) породного массива ( $s = 0,003866$ ,  $a = 0,505734$ );

$\sigma_{ci}$  – предел прочности на одноосное сжатие массива пород в интактном состоянии ( $\sigma_{ci} = 100$  МПа).

Учитывая (по результатам визуальных обследований), что наибольшие отклонения в породном контуре массива возникают на участках, обладающих природной трещиноватостью, введем расчетный параметр, предлагаемый ПП «Phase 2» – Geological Strength Index равный 50%. Это соответствует характеристике породного массива с блочным строением, частично нарушенного с многочисленными плоскостями ослабления, сформированными 4-мя и более системами трещин. С учетом изложенных подходов, упрощений и установок, было проведено исследование напряженно-деформированного состояния породного массива призабойной части ствола, подвергавшейся взрывному воздействию. При этом выполнялась оценка влияния воздействия оконтуривающих шпуров заданных параметров на проектный контур ствола при различной величине отставания контурных шпуров от общего комплекта шпуров.

На рис. 5.12-5.15 приведены этапы численного моделирования ситуаций в забое ствола до взрывания шпуров и варианты с различной высотой породного уступа.

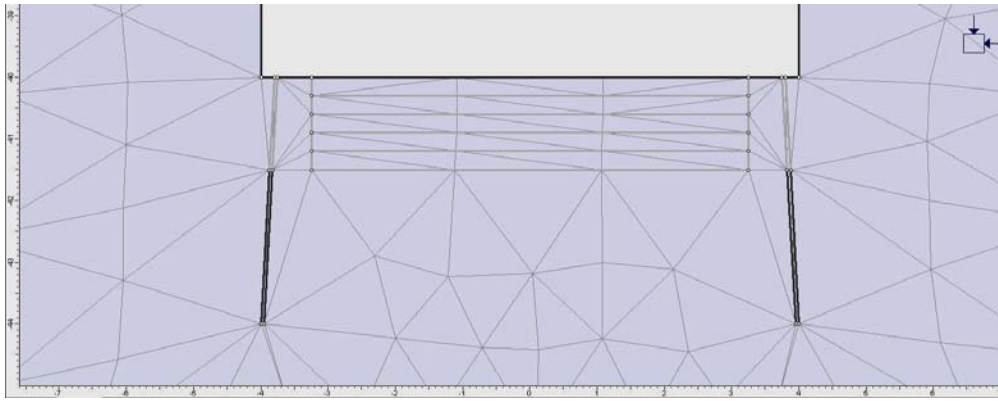


Рис. 5.12. Забой ствола до проведения буровзрывных работ. Оконтуривающие шпуры  $l_{ш} = 4$  м.

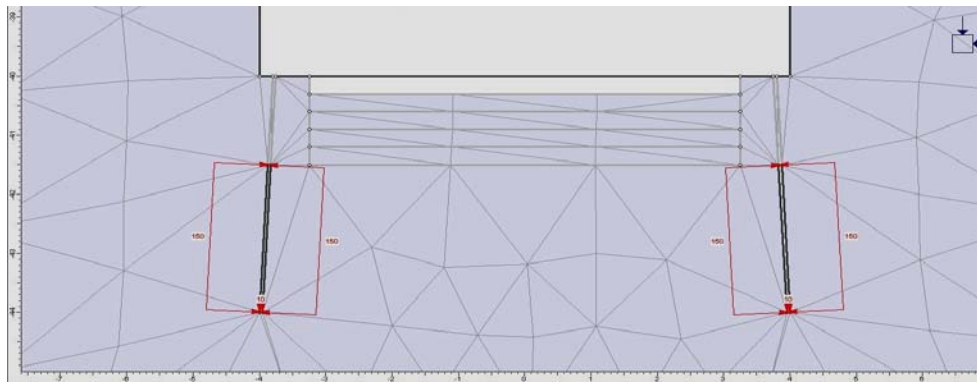


Рис. 5.13. Взрыв. Отставание устьев оконтуривающих шпуров  $h_y = 0,3$  м. Давление на стенках шпуров  $P_{вв} = 150$  МПа

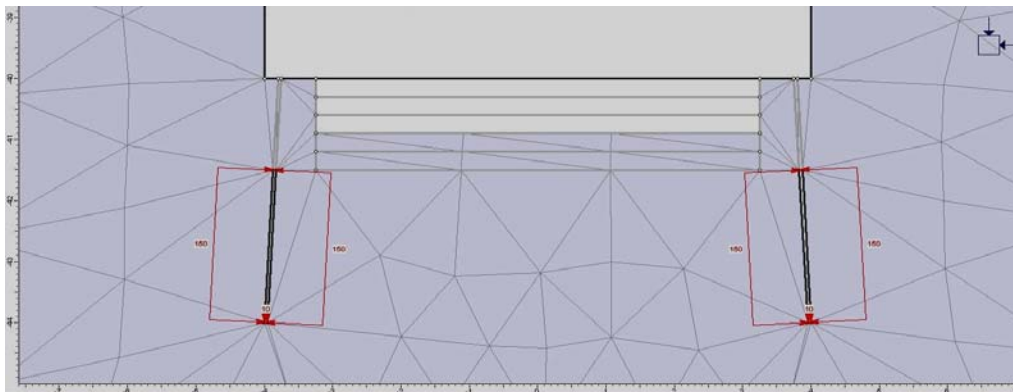


Рис. 5.14. Взрыв. Отставание устьев оконтуривающих шпуров  $h_y = 0,9$  м

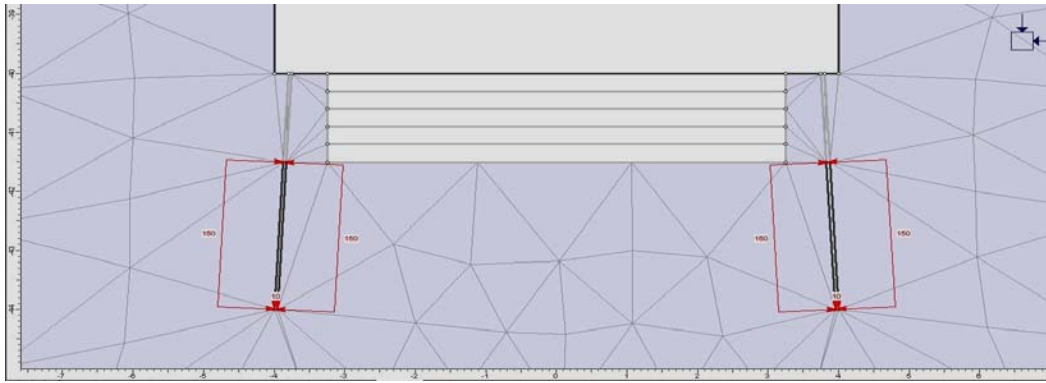


Рис. 5.15. Взрыв. Отставание устьев оконтуривающих шпуров  $h_y = 1,5$  м

На рис. 5.16 приведены результаты определения НДС призабойного участка ствола. Состояние оценивалось на основе strength-фактора ( $S_\phi$ ), величины, эквивалентной запасу прочности. Значение strength-фактора меньше единицы, означает разрушение массива пород. На рис. 5.16-5.25 показаны картины распределения  $S_\phi$ .

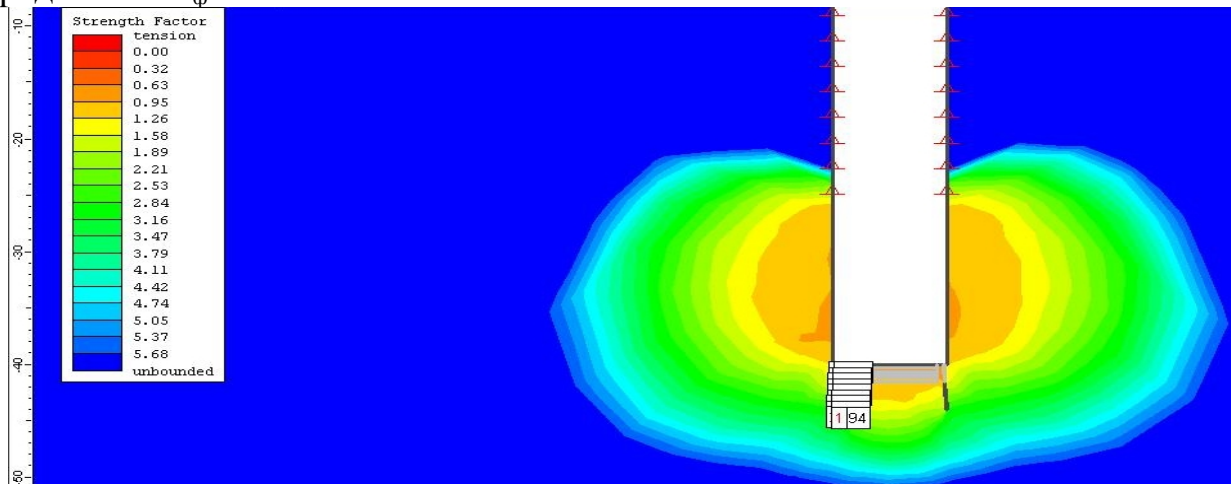


Рис. 5.16. Распределение strength-фактора в незакрепленной части проходимого ствола

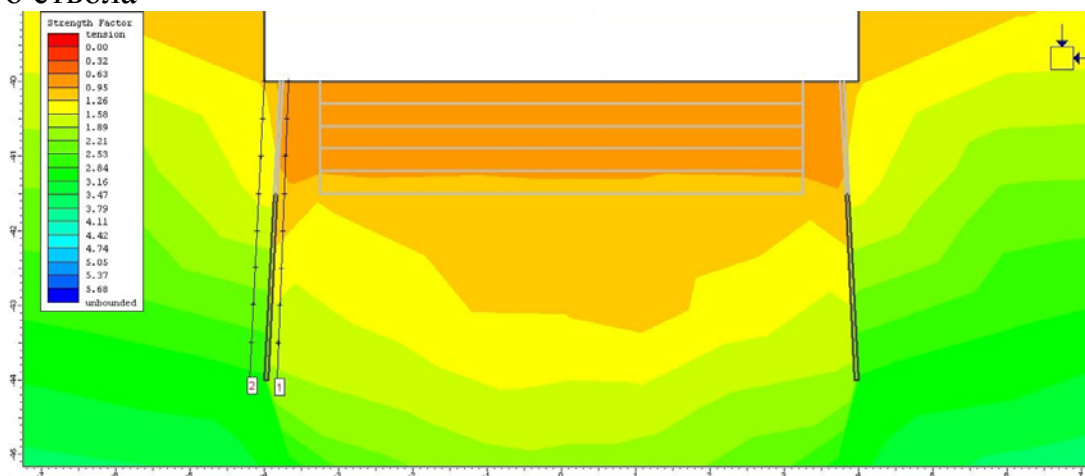


Рис. 5.17. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола до проведения буровзрывных работ.

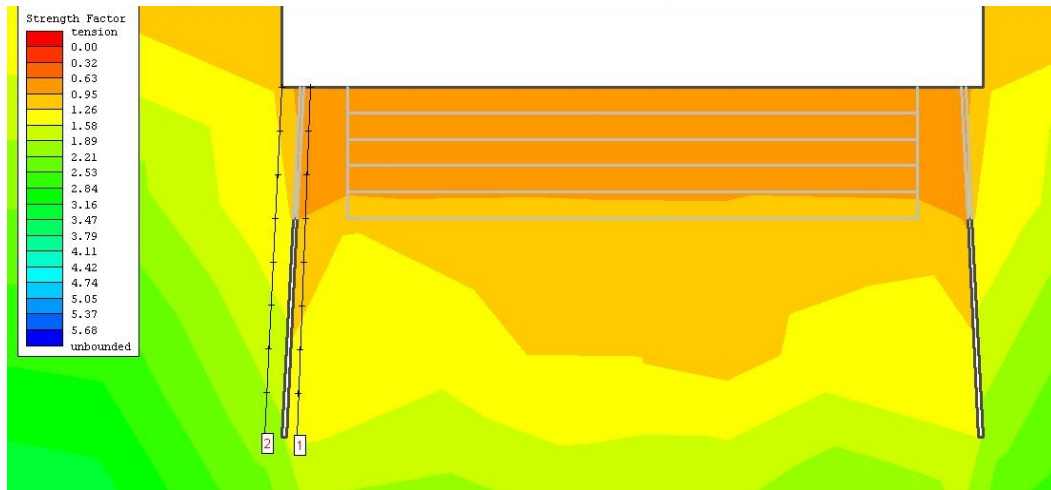


Рис. 5.18. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола после бурения оконтуривающих шпуров

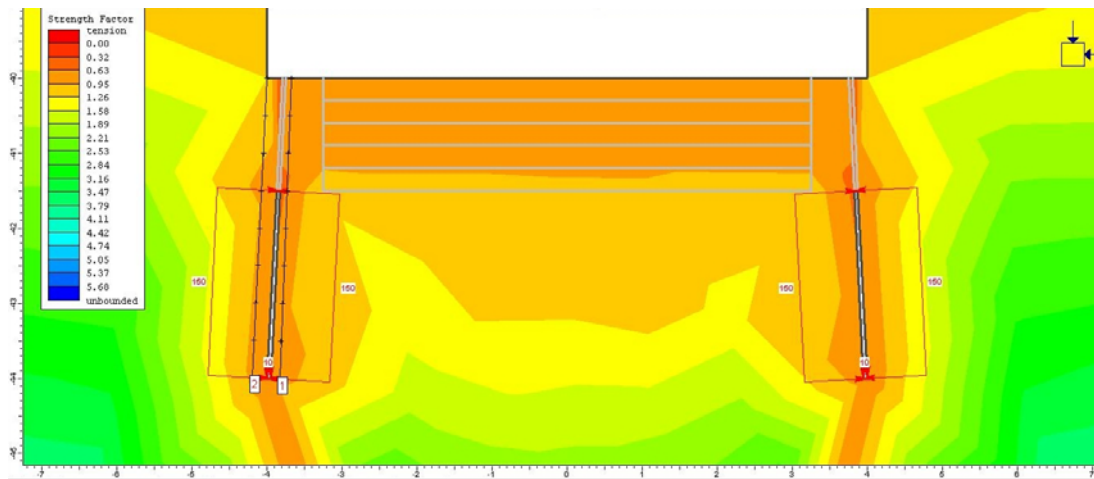


Рис. 5.19. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола после взрывания оконтуривающих шпуров при плоской форме забоя

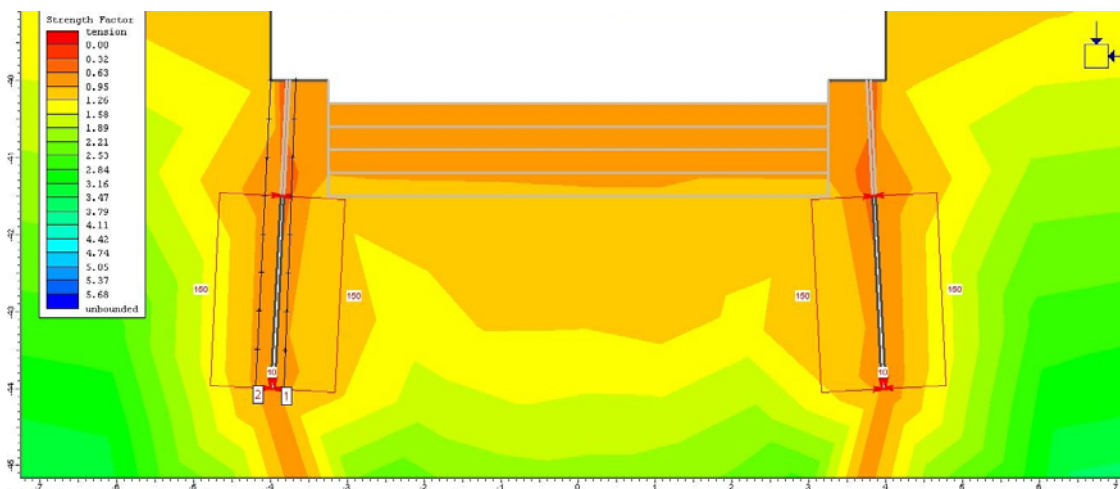


Рис. 5.20. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола после взрывания оконтуривающих шпуров. Высота уступа  $h_y = 0,3$  м

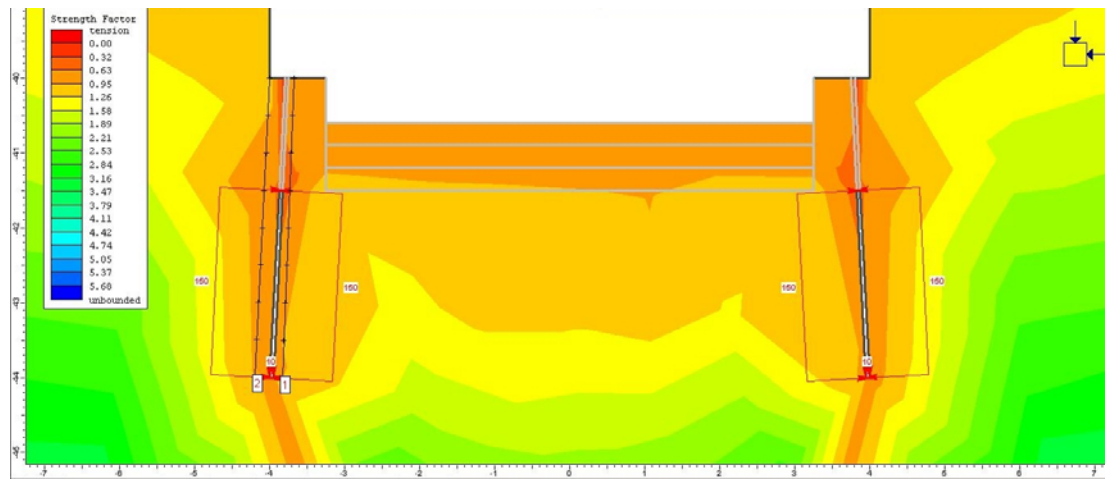


Рис. 5.21. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола после взрывания оконтуривающих шпуров. Высота уступа  $h_y = 0,6$  м

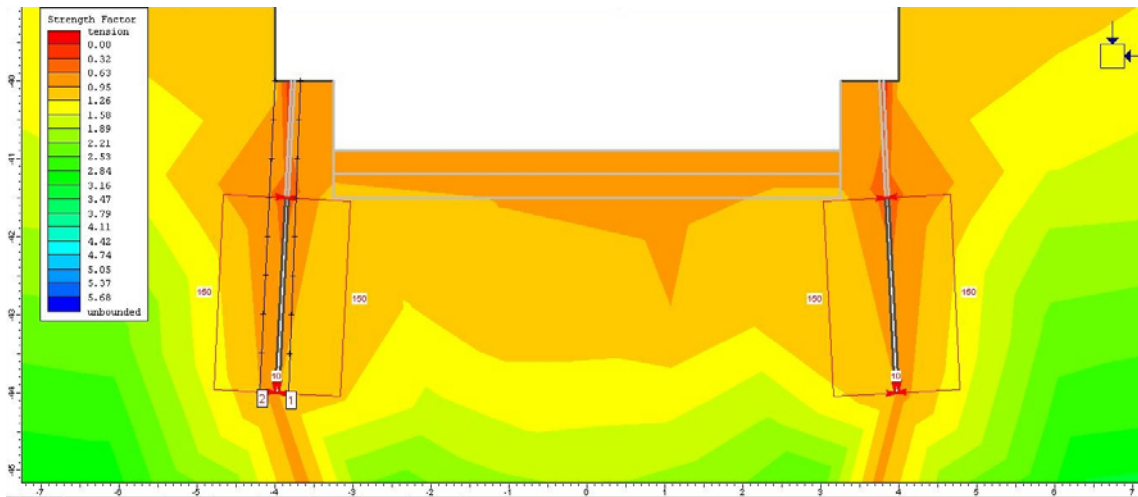


Рис. 5.22. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола после взрывания оконтуривающих шпуров. Высота уступа  $h_y = 0,9$  м

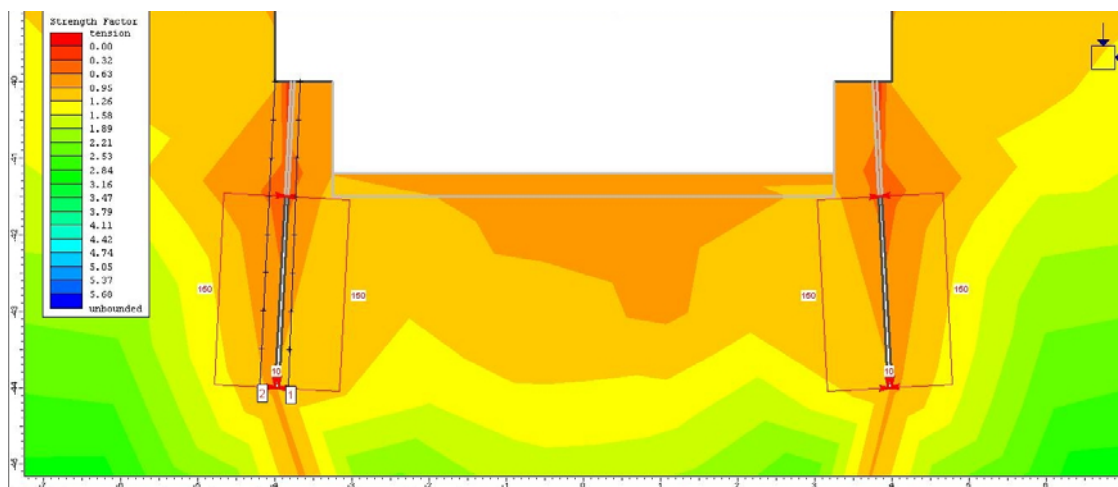


Рис. 5.23. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола после взрывания оконтуривающих шпуров. Высота уступа  $h_y = 1,2$  м

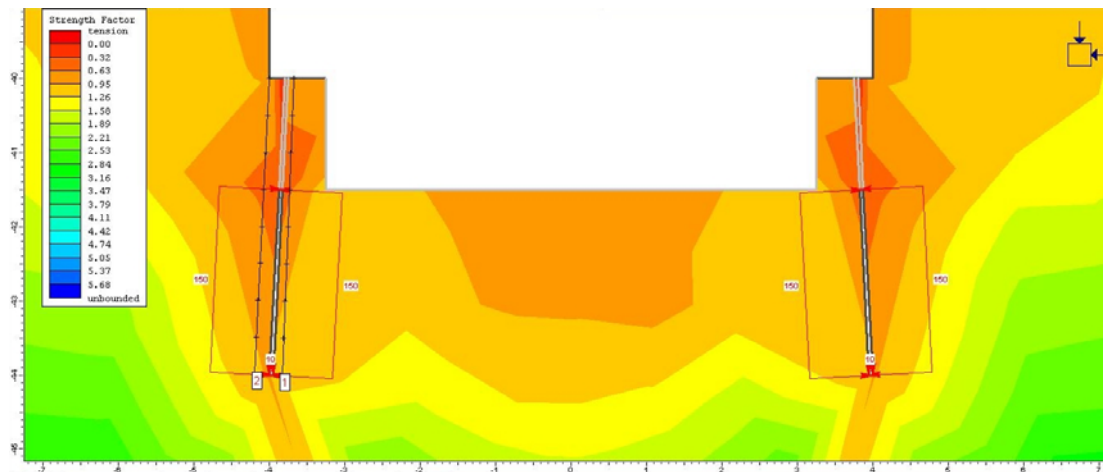


Рис. 5.24. Распределение strength-фактора в призабойной части ствола после взрывания оконтуривающих шпуров. Высота уступа  $h_y = 1,5$  м

На рис. 5.25, 5.26 приведены зависимости  $S_\phi$  от величины уступа и расстояния от плоскости забоя по длине оконтуривающего шпура.

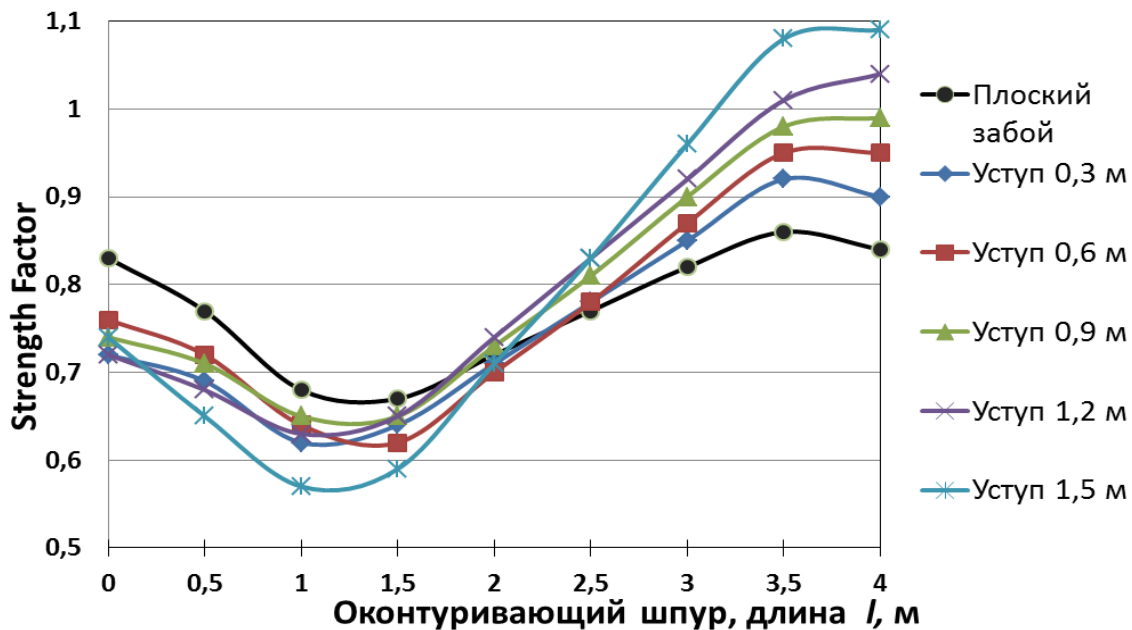


Рис. 5.25. Зависимость коэффициента устойчивости (strength-фактора) от высоты уступа по глубине шпура

Таким образом, выполненные исследования показали, что при уступной форме забоя ствола (отставании комплекта оконтуривающих шпуров от основной группы), снижается динамическое воздействие на стенки ствола от взрывания контурных шпуров в нижней части заходки. Максимальный эффект при такой форме забоя для ствола диаметром вчерне  $\varnothing = 8$  м достигается при высоте уступа  $h_y = 0,9$  м.

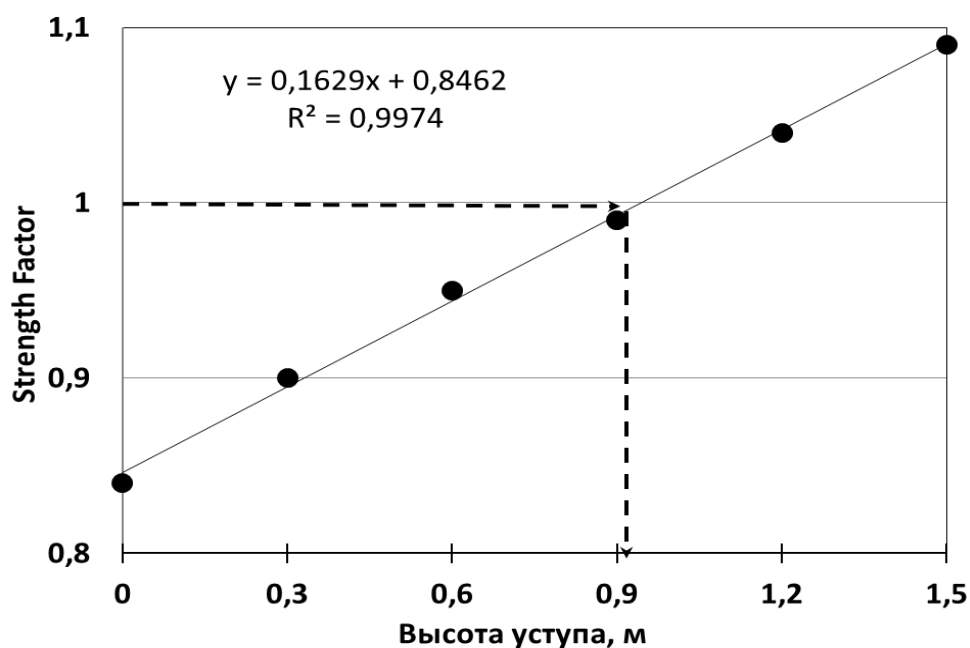


Рис. 5.26. Зависимость коэффициента устойчивости (strength-фактора) от высоты уступа

Зависимость коэффициента устойчивости (strength-фактора) от высоты уступа носит линейный характер и описывается зависимостью:

$$k_y = 0,16 h_y + 0,85, \quad (5.1)$$

при достоверности аппроксимации  $R^2 = 0,9974$ .

Для максимального снижения разрушений на контуре ствола в донной части оконтуривающих шпуров,  $k_y$  должно быть близким к 1,0 и не превышать это значение.

Основные результаты выполненных исследований изложены в [154-156].

### 5.5. Производство буровзрывных работ в вертикальных стволах с применением нового способа отбойки пород

Существенно повысить качество оконтуривания стен ствола, снизить величину переборов породы и исключить возможные недоборы можно за счет применения нового способа отбойки пород в забое ствола, отличающейся от традиционной формы наличием уступа, высотой  $h_y = 0,9$  м, на котором располагается ряд оконтуривающих шпуров (рис. 5.27, 5.28). При этом длина оконтуривающих шпуров за счет перемещения их дна из зоны наиболее «зажатых» пород уменьшена и равна длине заходки  $l_{ок} = l_{зах} = 4,0$  м.



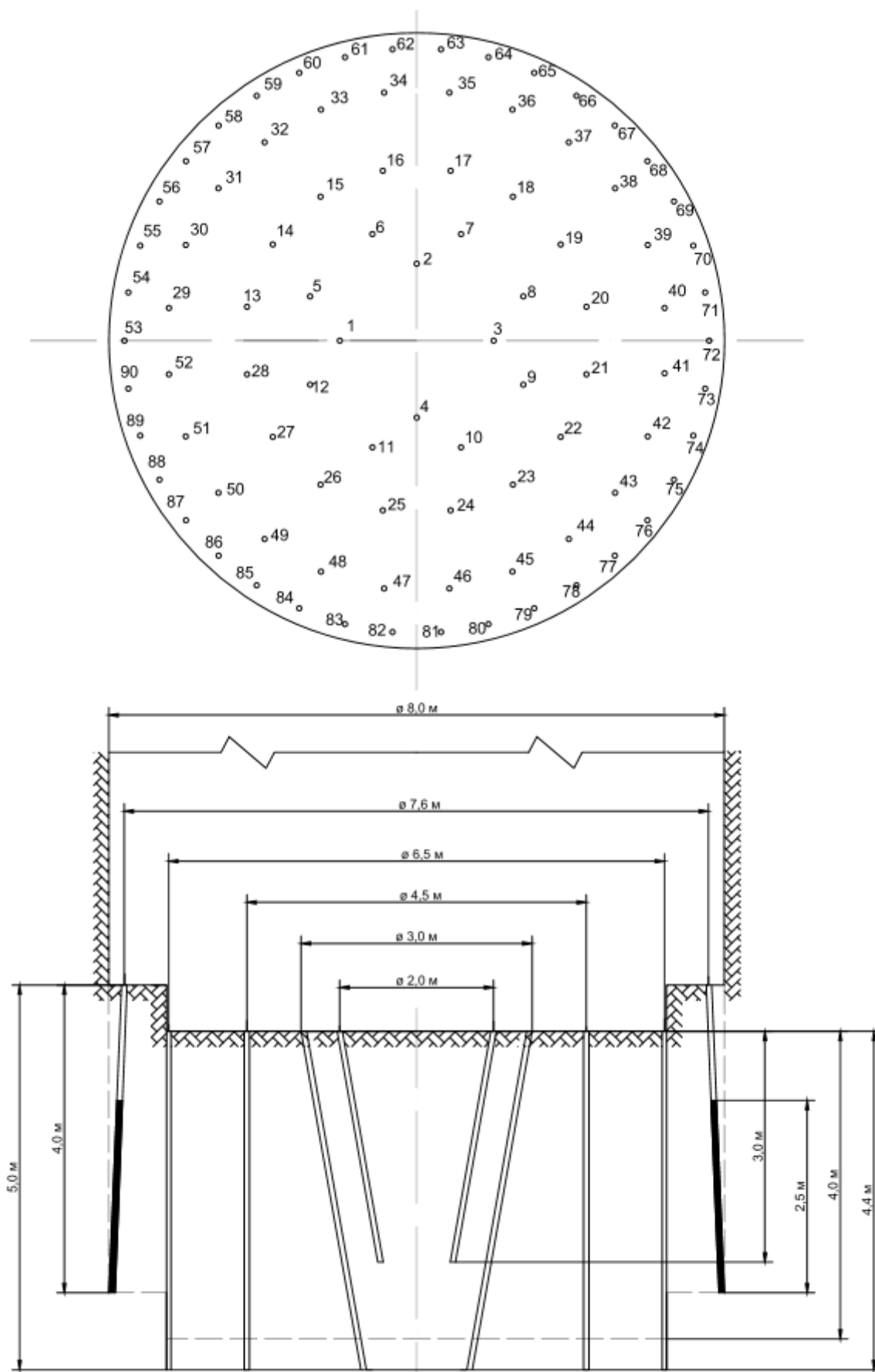


Рис. 5.27. Предлагаемая схема расположения шпуров для условий проходки воздухоподающего ствола № 3 ШУ «Покровское»

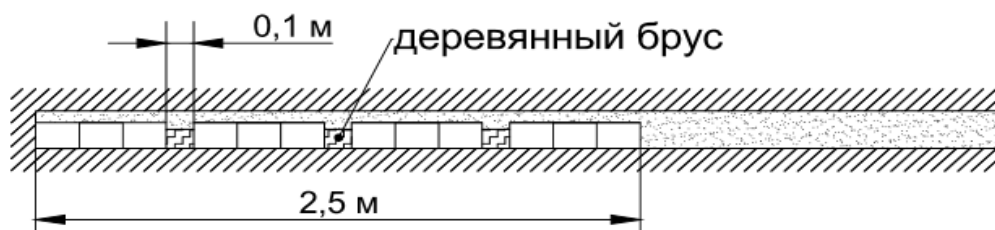


Рис. 5.28. Конструкция шпурового заряда с увеличенным объемом зарядной камеры

Таблица 5.6

Основные показатели буровзрывных работ

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
Диаметр ствола в черне, $D_{вч}$	м	8
Длина заходки, $l_{зах}$	м	4
Площадь ствола в черне, $S_{вч}$	$м^2$	50,24
Коэффициент крепости пород	-	10
Приток воды в забой	$м^3/ч$	3...4
Тип ВВ	-	аммонит скальный №1
Плотность патронирования	$кг/м^3$	1400
Работоспособность ВВ	$см^3$	450
Длина патрона при:		
$\varnothing 45 \text{ мм}$	м	0,18
$\varnothing 36 \text{ мм}$		0,18
Масса патрона при:		
$\varnothing 45 \text{ мм}$	кг	0,4
$\varnothing 36 \text{ мм}$		0,25
Диаметр шпура	мм	52

Таблица 5.7

Характеристика шпуровых зарядов

№№ шпуров, взрывааемых за один прием	Кол-во шпуров в окружности, шт	Диаметр окружности шпуров, м	Кол-во патронов в шпуре	Диаметр патрона, мм	Угол наклона шпура к вертикали, °	Длина шпура, м	Длина / Масса заряда кг/м
1...4	4	2,0	8	45	80	3,0	1,4/3,2
5...12	8	3,0	11	45	80	4,4	2/4,4
13...28	16	4,5	10	45	90	4,4	1,8/4
29...52	24	6,5	10	45	90	4,4	1,8/4
53...90	38	7,6	12	36	88	4	2,5/3

Внешняя окружность с отбойными шпурами расположена ближе к оконтуривающим для облегчения отрыва породы последними. Величина ЛНС у

устья оконтуривающих шпуров принята  $W = 0,5$  м. Ширина уступа после взрыва основного комплекта шпуров составляет  $b_y = 0,75$  м.

Достоинством данной схемы отбойки является уменьшение разрушения боковых пород в нижней части оконтуривающих шпуров за счет смещения их дна из самой удаленной от устья шпуров зоны, а также за счет уменьшения расстояния до обнаженной поверхности при уступной форме забоя. Кроме этого устраняется имеющее в традиционных схемах взрывания двойное воздействие взрыва зарядов в нижней части заходки. Верхняя часть оконтуривающих шпуров, не имеющая заряда, не воздействует на боковую поверхность ствола, а уступ при взрывании всего комплекта шпуров в забое «срезается», не образуя переборов.

Оконтуривающие шпуры имеют уменьшенный заряд. При этом заряд располагается на большей длине шпура – 2,5 м (см. рис. 5.28), за счет применения вставок (деревянных брусков), устанавливаемых между патронами ВВ. Передача детонации между патронами ВВ производится отрезком ДШ. Это позволяет увеличить объем зарядной камеры и, соответственно, уменьшить давление газов взрыва.

Разработка и опытно-промышленная проверка предложенного способа отбойки пород в забое ствола при проведении буровзрывных работ была выполнена при проходке воздухоподающего ствола № 3 ШУ «Покровское».

Применение предложенных параметров при буровзрывных работах позволило существенно снизить переборы пород в нижней части заходки, улучшить качество оконтуривания стен ствола, сохранить высокий КИШ и темпы проходки ствола. Измерение величины отклонений на различных отметках в пределах участка с предложенным паспортом буровзрывных работ показало, что коэффициент вариации значений отклонений  $\eta$  уменьшился с 33% до 16% (в 2 раза), а величина КИС снизилась с 25% до 9%.

Опытно-промышленные испытания разработанного паспорта буровзрывных работ подтвердили обоснованность, эффективность и практическую целесообразность предложенного способа отбойки пород с уступным забоем. Это позволило повысить технико-экономические показатели при проведении вертикального ствола в крепких породах и позволило рекомендовать способ к внедрению в стволах с аналогичными условиями проходки.

При обосновании и выборе параметров буровзрывных работ в стволах, необходимо применять принципы контурного взрывания, известные из практики проведения тоннелей, гидротехнических сооружений, горизонтальных и вертикальных горных выработок, в том числе с использованием известных методик и рекомендаций [141, 146-151, 157-158 и др.].

Основными положениями контурного взрывания являются уменьшение энергии взрыва в оконтуривающих шпурах и более равномерное ее распределение по породному контуру за счет установления оптимального расстояния между ними. К числу таких мероприятий относят:

– подбор оптимальной величины зарядов оконтуривающих шпуров и расстояний между ними;

- бурение оконтуривающих шпуров под таким углом, чтобы выход их забоем за проектный контур ствола был минимальным;
- при определении зарядов оконтуривающих шпуров учитывать естественную трещиноватость и напряженное состояние породного массива;
- применение в оконтуривающих шпурах зарядов уменьшенного диаметра (36 мм, а при использовании ВВ с большой работоспособностью – в патронах диаметром 28 и 32 мм) с воздушными промежутками, позволяющих регулировать импульс взрыва в наиболее широких пределах;
- применение холостых шпуров (в редких случаях, из-за необходимого увеличения объема буровых работ. Для точного соблюдения сложных криволинейных контуров выработки);
- расположение патрона-боевика в зарядах оконтуривающих шпуров вторым от дна шпура для взрывания способом обратного инициирования;
- применение встречного инициирования смежных зарядов, что создает условия более равномерного раскрытия трещин по всей длине шпура;
- число оконтуривающих шпуров рассчитывают по формуле

$$N = \frac{\pi(D_{np} - 2C)}{a}, \quad (5.2)$$

где  $C$  – расстояние от оконтуривающего шпура до проектного контура ствола, которое принимается минимально возможным;

$a$  – расстояние между оконтуривающими шпурами, м.

При этом расположение оконтуривающих шпуров оценивают коэффициентом сближения

$$m = a/W, \quad (5.3)$$

где  $W$  – расстояние между окружностями оконтуривающих и отбойных шпуров (ЛНС), м.

Значения  $a$ ,  $W$  и  $m$  можно приблизительно принимать по табл. 5.6.

Таблица 5.6

Основные параметры расположения шпуров при контурном взрывании

Породы	$f$	$a$ , м	$W$ , м	$m$
Песчаник, сланцы	4...6	0,65...0,6	0,7	0,93...0,80
Песчаник плотный	8, 9	0,6...0,55	0,7	0,86...0,80
Граниты, известняки	9, 10	0,5...0,45	0,65	0,8...0,75

Для улучшения эффекта контурного взрывания рассчитанное по (5.2) число оконтуривающих шпуров увеличивают на 7...10. Взрывание оконтуривающих шпуров необходимо производить одновременно.

Улучшение условий работы крепи при проходке стволов методом контурного взрывания дает возможность в дальнейшем перейти на облегченные виды крепи, носящей функции изолирующей оболочки. Перспективным в этом отношении является набрызгбетонная крепь.

Методы контурного взрывания позволяют значительно уменьшить экономический ущерб от допускаемых переборов, снизить фактические затраты на проходку стволов, а также повысить долговечность крепи.

### **5.6. Экономическая эффективность от использования рекомендаций по совершенствованию технологических параметров при проходке ствола**

Эффективность принимаемых технических, технологических или организационных решений в производственной сфере определяется, прежде всего, по фактору обеспечения безопасности выполнения работ. Особенно такой подход оправдывает себя для шахтного строительства вообще и для проходческих работ в стволах в частности, где работы сопряжены с повышенной опасностью выполнения процессов в подземных условиях.

Однако не менее важным критерием оценки эффективности проектных решений является размер суммарных затрат на проходку и последующую эксплуатацию подземных объектов. Такие затраты трудовых и материальных ресурсов в конечном итоге выражаются в денежной форме. В проводимом анализе таких вариантов два: проектный – утвержденный для проведения воздухоподводящего ствола №3 ШУ «Покровское» и предлагаемый на основании усовершенствованного паспорта буровзрывных работ. При всех очевидных преимуществах второго варианта, которые выражаются, в уменьшении объемов работ по погрузке и выдаче из ствола разрушенной породы и, в большей степени – в уменьшении работ по возведению постоянной бетонной крепи, для итоговой количественной оценки эффективности следует выполнить сравнение стоимости работ по обоим вариантам.

Стоимость как наземного промышленного и гражданского, так и подземного строительства, регламентируется соответствующими нормативными документами, среди которых определяющим является ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила определения стоимости строительства», а также сборники ресурсных элементных сметных норм на горнопроходческие работы.

Для расчета стоимости существуют специальные программные комплексы, среди которых лидирующие позиции по объемам использования на предприятиях шахтного строительства Украины занимает рекомендуемая Министерством регионального развития, строительства и жилищно-коммунального хозяйства Украины программа «Строительные технологии-СМЕТА». Расчет стоимости строительства погонного метра ствола по сравниваемым вариантам выполнен в лаборатории кафедры строительства, геотехники и геомеханики Государственного ВУЗа «Национальный горный университет» с использованием указанной выше программы на основании действующих с начала 2014 года правил расчета.

При формировании итоговых локальных смет учитывалось выполнение только основных проходческих процессов:

- прохождение вертикальных стволов взрывным способом с применением неприродоохранительных взрывчатых веществ, площадью сечения свыше  $30 \text{ м}^2$ , коэффициент крепости пород 10...12;

- постоянные крепи вертикальных стволов, шурфов и их устьев из бетона при металлической секционной опалубке, коэффициент крепости пород 7...20, толщина крепи свыше 400 мм.

Отсутствие в перечне вспомогательных работ объясняется их идентичностью для обоих вариантов, а значит и тождественностью стоимости их выполнения. Расчетные объемы работ по вариантам определялись в соответствии с результатами натурных замеров площади сечения ствола.

Исходные данные для расчета и сравнения двух вариантов представлены в табл. 5.7.

Таблица 5.7

Исходные данные для расчета объемов работ по сравниваемым вариантам технологии проходки ствола

№ п/п	Показатель, ед. изм	1 вариант (проектный)	2 вариант (предлагаемый)
1	Диаметр ствола в свету / в черне, м	7,0 / 7,8	
2	Площадь поперечного сечения ствола в свету / в черне, м <sup>2</sup>	38,47 / 47,76	
3	Толщина крепи, мм	400	
4	Коэффициент излишков сечения	1,25	1,09
5	Диаметр ствола в проходке, м <sup>2</sup>	8,7	8,14
6	Площадь поперечного сечения ствола в проходке, м <sup>2</sup>	59,7	52,06
7	Объем укладки бетонной смеси на 1 п.м., м <sup>2</sup>	21,23	13,59
8	Фактическая толщина крепи, мм	850	570
9	Сметная стоимость проходки и крепления 1 п.м. ствола, грн.	51 728	44 464
10	Экономический эффект, грн.	7 264	

На практике идеальной является ситуация, когда при проходке подземной горной выработки площадь ее сечения в черне и в проходке идентичны. Однако на практике добиться такой идентичности в размерах сечения чрезвычайно сложно ввиду неуправляемости механических процессов, протекающих непосредственно во время взрывания, сложности учета особенностей горно- и гидрогеологических условий массива при проектировании параметров паспорта буровзрывных работ, а также трудности обеспечения качества выполнения буровых работ. Однако уменьшение КИС дает существенный экономический эффект, о чем свидетельствует итоговая разница в стоимости выполнения работ по проходке и креплению (п. 10, табл. 5.7).

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Подземная добыча полезных ископаемых сегодня и на обозримую перспективу является важнейшей составляющей для развития мировой экономики и потребностей общества. Доступ к залежам ценного сырья осуществляется с помощью вскрывающих выработок – стволов. Поэтому вопросы совершенствования технологии сооружения этих долговременных капитальных выработок, а также поддержания их в устойчивом состоянии являются актуальными в настоящее время и, по мере увеличения глубины разработки, будут требовать пересмотра, дополнительных исследований и новых технических решений.

Объектом исследований в монографии является устойчивость геомеханической системы «монолитная бетонная крепь (как основная при креплении стволов) - приконтурный породный массив» для протяженного участка вертикального ствола применительно к буровзрывной технологии выемки пород.

Особенность подхода к решению комплекса геомеханических и технологических вопросов заключается в учете закономерностей изменения случайных факторов, определяющих устойчивость породных обнажений и прочность монолитной бетонной крепи при обосновании рациональных технологических параметров совмещенной схемы проведения вертикальных стволов.

Вероятностный подход использовался при оценке результатов натурных исследований, обобщении данных об основных факторах, влияющих на устойчивость ствола методом группового учета аргументов, при проведении лабораторных исследований, а также при постановке и решении численных задач. Зависимости случайных величин от основных влияющих факторов, позволят вносить соответствующие изменения в технологические параметры проходки с целью минимизации объемов разрушаемой породы и применяемого бетона без снижения прочности крепи.

На основе разработанной численной модели призабойного участка вертикального ствола, предложена новая схема отбойки пород с уступной формой забоя. Преимуществом данной схемы является повышение качества оконтуривания стен ствола и уменьшение степени разрушения боковых пород в нижней части заходки.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Попович И.Н. Состояние и перспективы развития угольной промышленности Украины / И.Н. Попович // Уголь Украины. – 2013. – № 10. – С. 3-6.
2. Пивняк Г.Г. Основные тенденции развития угольной промышленности и теплоэнергетики Украины / Г.Г. Пивняк, А.К. Шидловский // Материалы заседания Рабочей группы по углю ЕЭК ООН. – 1999.
3. Евдокимов Ф.И. Спад и стабилизация добычи угля на шахтах Украины. / Ф.И. Евдокимов, М.П. Зборщик, И.Ф. Пономарёв // Уголь Украины. – 1993. – № 9. – С. 19-23.
4. Из концепции развития угольной промышленности Украины и её социальной сферы до 2005 г. // Уголь Украины. - 1993. - № 2. - С.11 -55.
5. Бурлака Г. Перспективы развития угольной отрасли в Украине и странах ОЭСР / Г. Бурлака // ТЭК. – 2008. – № 9. – С. 77-85.
6. Берчак Ю.И. Анализ современного состояния и перспективы развития угольной промышленности Украины / Ю.И. Берчак, В.А. Колесник // Режим доступа: <http://masters.donntu.edu.ua/2013/igg/berchak/library/article3.htm>.
7. UBR. Азаров намерен начать строительство новых шахт в Украине // <http://ubr.ua/market/industrial>.
8. Новые шахты и 250 «Русланов» – что дадут Украине Россия и Китай / Аргументы и факты в Украине. – 2014. – № 4 // <http://www.aif.ua/money/economy>.
9. Вивчаренко А.В. Интенсивная обработка тонких угольных пластов в горно-геологических условиях Западного Донбасса / А.В. Вивчаренко, А.Н. Лядецкий // Материалы междунар. науч.-практ. Конференции «Школа подземной разработки-2009». – Днепропетровск-Ялта. – 2009. – С. 18-22.
10. Миронов В.В. Опыт сооружения вертикальных стволов за счет средств крупных шахт и инвесторов / В.В. Миронов // Наукові праці ДонНТУ: Серія гірничо-геологічна. – Донецьк, ДонНТУ. – 2004. – Вип. 72. – С. 89-96.
11. Миронов В.В. Опыт организации скоростной проходки воздухоподающего ствола № 2 АП «Шахта им. А.Ф. Засядько» по совмещенной технологической схеме / В.В. Миронов, Ю.А. Пшеничный // Уголь Украины. – 2002. – № 4. – С. 16-21.
12. Перечень стволов сооруженных Трестом Донецкшахтопроходка // [dshp.donetsksteel.com/sites/.../perechen\\_stvolov\\_dshp\\_1952-2011.xls](http://dshp.donetsksteel.com/sites/.../perechen_stvolov_dshp_1952-2011.xls).
13. Читаладзе Г.А. Ликвидация узких мест при сооружении и эксплуатации вертикальных стволов / Г.А. Читаладзе, А.Е. Гольдин, В.И. Тимофеев, В.И. Тимченко // Уголь Украины. – 1993. – № 9. – С. 48-49.
14. Авария на шахте Сан-Хосе // Режим доступа: [http://ru.wikipedia.org/wiki/Авария\\_на\\_шахте\\_Сан-Хосе](http://ru.wikipedia.org/wiki/Авария_на_шахте_Сан-Хосе).
15. Манец И.Г. Техническое обслуживание и ремонт шахтных стволов: Научно-производственное издание / И.Г. Манец, Б.А. Грядущий, В.В. Левит; Под общ. ред. д-ра техн. наук С.А. Сторчака. – Донецк: ООО «Юго-Восток Лтд», 2008. – 596 с.: 473 ил.



16. Пиньковский Г.С. Резервы повышения эффективности шахтного строительства / Г.С. Пиньковский. – М., Недра, 1981. – 304 с.
17. Строительство стволов шахт и рудников: Справочник / Под ред. О.С. Докукина и Н.С. Болотских. – М.: Недра, 1991. – 516 с.
18. Миндели Э.О. Сооружение и углубка вертикальных стволов шахт / О.Э. Миндели, Р.А. Тюркян. – М.: Недра, 1982. – 312 с.
19. Задорожний А.М. Строительство и реконструкция горнодобывающих предприятий / А.М. Задорожний. – К.: ИСИО, 1992. – 200 с.
20. Косков И.Г. Проблемы шахтного строительства / И.Г. Косков, В.Ф. Морозов // Бизнес Информ. – 1995. – № 17-18. – С. 22-24.
21. Насонов И.Д. Технология строительства горных предприятий / И.Д. Насонов, М.Н. Шуплик, В.И. Ресин. – М.: Недра. – 1999. – 215 с.
22. Косков И.Г. Основные направления совершенствования техники и технологии сооружения шахтных стволов / И.Г. Косков // Шахтное строительство. – 1986. – № 3. – С. 1-3.
23. Репко А.А. Комплекс приборов и устройств для контроля крепи вертикальных стволов глубоких шахт / А.А. Репко, В.П. Калинин, А.М. Козел // Шахтное строительство. – 1984. – № 7. – С. 10-11.
24. Косков И.Г. Проблемы шахтного строительства / И.Г. Косков, В.Ф. Морозов // Бизнес Информ. – 1995. – № 17-18. – С. 25-28.
25. Чумаченко Н.Г. Экономическая оценка роли Донбасса в топливно-энергетическом балансе Украины / Н.Г. Чумаченко, А.А. Решетняк // Уголь Украины. – 1991. – № 11. – С. 3-8.
26. Козел А.М. Выбор и проектирование крепи вертикальных шахтных стволов / А.М. Козел // Шахтное строительство. – 1988. – № 1. – С. 16-19.
27. Кашинский М.П. О форме поперечного сечения шахтного ствола / М.П. Кашинский // Шахтное строительство. – 1988. – № 3. – С. 25.
28. Быкова О.Г. Исследование влияния толщины крепи ствола на ее напряженное состояние / О.Г. Быкова, В.М. Барковский, И.Н. Булычев // Шахтное строительство. – 1989. – № 12. – С. 16-18.
29. Казикаев Д.М. Устойчивость комбинированной крепи стволов при нагрузках, близких к предельным / Д.М. Казикаев, С.В. Сергеев, О.П. Борисов // Горный журнал. – 1990. – № 1. – С. 26-29.
30. Фотиева Н.Н. Определение области применения набрызгбетонной крепи стволов в сочетании с анкерами / Н.Н. Фотиева, А.С. Саммаль, К.В. Климов, Г.Б. Киреева // Шахтное строительство. – 1988. – № 3. – С. 9-11.
31. Мюллер Г. Современное состояние и перспективы развития бурения шахтных стволов / Г. Мюллер // Шахтное строительство. – 1990. – №8. – С. 2-4.
32. Ягодкин Ф.И. Передовой опыт проходки вертикальных стволов на отечественных и зарубежных шахтах / Ф.И. Ягодкин // ЦНИЭИуголь. – М., 1992. – 56 с.
33. Дуглас А. Б. Уровень развития строительства шахтных стволов в ЮАР / А.Б. Дуглас, Р.Б. Пфутцентройтер // Глюкауф. – 1990. – №5-6. – С. 34-36.

34. Симпсон Э.Р. Основные проблемы проходки шахтных стволов в ЮАР / Э.Р. Симпсон // Глюкауф. – 1989. – №13-14. – С. 26-33.
35. Симпсон Э.Р. Перспективы проходки шахтных стволов в ЮАР / Э.Р. Симпсон // Глюкауф. – 1989. – № 15. – С. 36-43.
36. Роечко А.М. Состояние и перспективы применения тюбинговой крепи при сооружении вертикальных шахтных стволов / А.М. Роечко, А.Е. Янкин // Науковий вісник Національного гірничого університету. – 2002. – № 3. – С. 8-10.
37. Роечко А.М. Постоянная крепь при сооружении вертикальных шахтных стволов: состояние и перспективы применения / А.М. Роечко, А.Е. Янкин // Факультет строительных геотехнологий (юбилейный выпуск). – Днепропетровск, РИК НГА Украины. – 2001. – С. 45-48.
38. Козел А.М. Перспективы применения бетонной крепи в глубоких стволах шахт / А.М. Козел // Подземное и шахтное строительство. – 1991. – № 6. – С. 11-14.
39. Фисенко Г.Л. Оценка условий поддержания вертикальных шахтных стволов методом предельного равновесия / Г.Л. Фисенко, А.М. Козел, В.В. Адамский // Шахтное строительство. – 1983. – № 2. – С. 7-11.
40. Гей Б.А. О развитии буровзрывной технологии проходки стволов в СССР / Б.А. Гей // Подземное и шахтное строительство. – 1981. – № 7. – С. 17-19.
41. Борщевский С.В. Оценочные критерии выбора технологии сооружения вертикальных стволов шахт / С.В. Борщевский, С.Н. Гапеев, А.Е. Янкин // Материалы региональной научно-практич. школы-семинара «Прогрессивные технологии строительства, безопасности и реструктуризации горных предприятий». – Донецк: Норд-Пресс, 2006. – С. 186-195.
42. Ведмедев И.М. Поддержание вертикальных стволов в сложных горно-геологических условиях / И.М. Ведмедев, М.П. Кашинский // Шахтное строительство. – 1967. – № 7. – С. 27.
43. Дрибан В.А. О напряженно-деформированном состоянии массива горных пород / В.А. Дрибан // Проблеми гірського тиску. – Донецьк, Норд-Пресс. – 1999. – № 2. – С. 45-65.
44. Дрибан В.А. Общие закономерности формирования напряженно-деформированного состояния массива / В.А. Дрибан // Проблеми гірського тиску. – Донецьк, Норд-Пресс. – 2003. – № 10. – С. 64-78.
45. Дрибан В.А. Оценка параметров деформирования околоствольного массива при проведении сопрягающихся выработок / В.А. Дрибан, И.А. Колдунов, С.А. Побойный // Уголь Украины. – 2008. – № 11. – С. 10-12.
46. Дрибан В.А. Оценка устойчивости сопряжений глубоких вертикальных стволов / В.А. Дрибан, И.А. Южанин, И.А. Колдунов // Уголь Украины. – 2008. – № 1. – С. 8-11.
47. Козел А.М. Горное давление и способы поддержания вертикальных стволов / А.М. Козел, В.А. Борисовец, А.А. Репко. – М.: Недра, 1976. – 293 с.
48. Гамаюнов В.В. Основные виды и причины нарушений крепи вертикальных стволов угольных шахт / В.В. Гамаюнов // Технология и проектирование подземного строительства: Вестник, Донецк: Норд-пресс. – 2003. – Вип. 3. – С. 91-97.

49. Ягодкин Ф.И. Статистический анализ радиальных отклонений крепи вертикальных стволов / Ф.И. Ягодкин, М.В. Прокопова // Состояние и перспективы развития Восточного Донбасса: Сб. науч. тр. В 2 ч. Ч. 1 / Шахтинский ин-т. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2001. – С. 95-101.
50. Ягодкин Ф.И. Анализ влияния диаметра и глубины ствола на величину радиальных отклонений крепи / Ф.И. Ягодкин, М.В. Прокопова // Совершенствование проектирования и строительства угольных шахт: Сб. науч. тр. / Шахтинский ин-т. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2001. – С. 32-38.
51. Косков И.Г. Перспективы безремонтного поддержания вертикальных стволов шахт / И.Г. Косков, В.А. Прагер, А.В. Будник // Уголь Украины. – 1994. – № 9. – С. 47-49.
52. Влох Н.П. Формирование напряжений в крепи вертикальных стволов / Н.П. Влох, А.В. Зубков, В.Е. Боликов, С.А. Рябов // Шахтное строительство. – 1986. – № 1. – С. 21-22.
53. Нигматуллин В.С. Экспериментальные исследования нагрузок, воздействующих на центральные расстрелы стволов / В.С. Нигматуллин, Ю.П. Малтыз, В.Д. Мусиенко // Шахтное строительство. – 1985. – № 5. – С. 17-19.
54. Фисунов В.Д. Распределение напряжений и смещения массива пород в стволах при вывалах / В.Д. Фисунов, А.Ф. Алексеев, А.М. Шабалин // Устойчивость и крепление горных выработок. – Ленинград, ЛГИ. – 1977. – Вып. 4. – С. 53-56.
55. Гавруцкий А.Е. Аппаратурный контроль геометрических параметров армирования стволов в условиях значительных перемещений породного массива / А.Е. Гавруцкий, В.Д. Мусиенко // Шахтное строительство. – 1980. – № 7. – С. 24-27.
56. Козел А.М. Влияние деформаций массива на состояние расстрелов и крепи ствола / А.М. Козел, М.Б. Хусид // Шахтное строительство. – 1971. – № 12. – С. 14-15.
57. Гавруцкий А.Е. Экспериментальные исследования жесткой армировки стволов железорудных шахт / А.Е. Гавруцкий, В.Д. Мусиенко // Шахтное строительство. – 1983. – № 1. – С. 15-16.
58. Бояркин В.И. Характер проявления горного давления в шахтных стволах на Таштагольском месторождении / В.И. Бояркин, Б.В. Шрепп, Г.В. Захарюта, В.И. Ефимков, Ф.Ю. Зейц, А.Т. Карташов, Е.С. Соколов // Шахтное строительство. – 1973. – № 10. – С. 16-17.
59. Репко А.А. О предельных деформациях сжатия бетонной крепи вертикальных столов / А.А. Репко, И.А. Южанин, А.И. Савельев, М.Е. Рубан // Шахтное строительство. – 1985. – № 8. – С. 16-17.
60. Янкин А.Е. Современное состояние и проблемы расчета крепи вертикальных шахтных стволов / А.Е. Янкин // Науковий вісник Національного гірничого університету. – 2003. – № 2. – С. 34-37.
61. Domke O. Uber die Beanspruchungen der Frostmauer beim Schachtabteufen nach dem Gefrierverfahren / O.Domke // Glückauf. – 1915. – № 47. – S. 25-30.
62. Mohr F. Die Beanspruchungen und Berechnungeii des Schachtausbaus / F. Mohr // Glückauf. – 1950 – № 86 – S. 437-452.

63. Link H. Uber die Bemessung des Schachtausbaus und seine Beanspruchung durch Abbauwirkungen bei Verwendung von Stahltribbungen / H.Link. – «Bergbau - Archiv» – 1955 – №16, Н. 1 – S. 1-23.
64. Wansleben F. Zur Berechnung des Schachtausbaus / F. Wansleben // Glückauf. – 1953. – Bd89. Nr 49/50.
65. Link H. Beitrag zum Knickproblem des elastisch gebetteten Kreisbogenträgers / H. Link // Stahlbau. – 1963. – №32 – 1963, Н. 7 – S. 199-203.
66. Крытов Г.М. Определение несущей способности крепи вертикальных стволов круглого очертания / Г.М. Крытов. – М.: Госгортехиздат, 1960. – 170 с.
67. Крупенников Г.А. О расчете крепи вертикальных шахтных стволов на пологом падении, применительно в условиях типа Донбасса / Г.А. Крупенников. – Л.: ВНИМИ, 1961. – № 43. – С. 58-67.
68. Крупенников Г.А. Взаимодействие массивов горных пород с крепью вертикальных выработок / Г.А. Крупенников, Н.С. Булычев, А.М. Козел, Н.А. Филатов; Под общ. ред. проф., д-ра техн. наук Г.А. Крупенникова. – М.: Недра, 1966. – 314 с.
69. Булычёв Н.С. О механизме взаимодействия массива пород с крепью ствола и расчёте крепи / Н.С. Булычёв. – М.: Госгортехиздат, 1963. – 158 с.
70. Козел А.М. Значение касательных сил на внешней поверхности кольцевой монолитной крепи и выбор толщины крепи по заданным неравномерным нагрузкам / А.М. Козел. – Л.: ВНИМИ, 1962. – № 46. – С. 124-134.
71. Козел А.М. Геомеханические вопросы проектирования и поддержания шахтных стволов. Книга 1. Условия поддержания, состояние, виды и причины деформаций вертикальных стволов / А.М. Козел. – СПб. ООО «Недра». – 2001. – 216 с.
72. Методическое руководство по расчету крепи капитальных горных выработок. Л.: изд.ВНИМИ, 1982. – 88 с.
73. Расположение, охрана и поддержание горных выработок при отработке угольных пластов на шахтах. Методические указания: КД 12.01.01.201-98/УкрНИМИ. – Донецк, 1998. – 150 с.
74. К.В. Руппенейт. Расчет крепи шахтных стволов / К.В. Руппенейт, Ю.М. Либерман, В.В. Матвиенко, Ю.А. Песляк. – М.: Изд. АН СССР, 1962. – 124 с.
75. Песляк Ю.А. Теория давления горных пород и метод расчета обсадных труб / Ю.А. Песляк, К.В. Руппенейт. – М.: Гостоптехиздат, 1981. – 232 с.
76. Янкин А.Е. О необходимости перехода к вероятностно-статистическим моделям при расчете крепей вертикальных шахтных стволов / А.Е. Янкин, А.А. Бородуля // Материалы междунар. студ. науч.-техн. конф. «Совершенствование технологии строительства шахт и подземных сооружений». – Донецк: «Норд-Пресс», 2003. – С. 12.
77. Борщевський С.В. Фізико-технічні та організаційні основи інтенсивних технологій спорудження вертикальних стволів у породному масиві з підвищеною водоносністю: автореф. дис... д-ра.техн.наук: 05.15.04 / Сергій Васильович Борщевський. – Дніпропетровськ, НГУ. – 2008. – 35 с.
78. Борщевский С.В. Реляционные базы данных при автоматизации расчетов в шахтном строительстве / С.В. Борщевский, К.Н. Лабинский, А.Е. Янкин //

- Совершенствование технологии строительства шахт и подземных сооружений: Тезисы докладов регион. студ. науч.-техн. конф. – Донецк: «Норд-Пресс», 2002. – С. 18-19.
79. Бабков В.В. Структурообразование и разрушение цементных бетонов / В.В. Бабков, В.К. Мохов, С.М. Капитонов, П.Г. Комохов. – Уфа, 2002. – 376 с.
  80. Соловьева В.Я. Разработка высокопрочного бетона повышенной трещиностойкости / В.Я. Соловьева, И.В. Степанова // Известия Петербургского университета путей сообщения, С.-Пб. – 2004. Вып.1. – С. 31-34.
  81. Шевченко В.Я. Структура многообразия наномира, фрагментарность и метаморфозы наноструктур / В.Я. Шевченко, А.Е. Мадисон // Труды международной научно-практической конференции «Наука»: «Технология силикатных материалов – настоящее и будущее». Т. 1. МХТУ имени Д.И. Менделеева. – М. – 2003. – С. 41-53.
  82. Баженов О.М. Технология бетона: Учебник для строит. вузов / О.М. Баженов – М.: АСВ, 2003. – 500 с.
  83. Ицкович С.М. Технология заполнителей бетона: Учебник для строит. вузов / С.М. Ицкович, Л.Д. Чумаков, Ю.М. Баженов. - М.: Высшая школа, 1991. – 272 с.
  84. Шейкин А.Е. Структура и свойства цементных бетонов / А.Е. Шейкин, Ю.В. Чеховский, М.И. Бруссер. – М.: Стройиздат, 1979. – 344 с.
  85. Горохов Е.В. Учёт явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона по объему элементов при выборе безопасных конструктивных систем зданий / Е.В. Горохов, А.М. Югов, В.И. Веретенников // Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: 2011. – С. 146-167.
  86. Лещинский А.М. Систематическая неоднородность прочности тяжелого бетона в сборных железобетонных изделиях, формируемых на виброплощадках: дис. канд. техн. наук. Киев: 1981. – 202 с.
  87. Залесов А.С. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
  88. Кукса Л.В. Разработка методов расчета элементов конструкций из структурно - неоднородных материалов на основе построения физико-механических моделей. / Л.В. Кукса [и др.] // Динамика, прочность и ресурс машин и конструкций. Тезисы докладов международной научно-технической конференции. – Т. 1. - Киев, 2005. – С. 171-172.
  89. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
  90. Шамбан И.Б. Управление однородностью прочности бетона путем выбора рациональных технологических решений: дис. ... канд.техн.наук: 05.23.05 / Шамбан Исаак Борисович. – Ровно, 1983. – 197 с.
  91. Афанасьев А. А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона / А.А. Афанасьев. – М.: Стройиздат, 1990. – 384 с.

92. Красновский Б. М. Инженерно-физические основы методов зимнего бетонирования / Б.М. Красновский. – М.: Изд-во ГАСИС, 2004. – 470 с.
93. Бабков В.В. Структурообразование и разрушение цементных бетонов / В.В. Бабков, В.Н. Мохов, С.М. Капитонов, П.Г. Комохов. – Уфа, 2002. – С. 373.
94. Веретенников В.И. Распределение прочности бетона по объему вертикальных монолитных элементов 400х400 мм / В.И. Веретенников, М.С. Булавицкий. – Донбасская национальная академия строительства и архитектуры. Макеевка, 2004. – 470 с.
95. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
96. Евтушенко Е И. Активационные процессы в технологии строительных материалов / Е.И. Евтушенко. – Белгород, 2003. – 208 с.
97. Кукса Л.В. Построение физико-механических моделей композиционных структурно-неоднородных материалов на основе рассмотрения на микро-, мезо- и макроуровнях / Л. В. Кукса [и др.] // Новые перспективные материалы и технологии их получения (НПМ): междунар. конф. Секция: Слоистые композиционные материалы. Т. 2.- Волгоград, 2004. – С. 153-154.
98. Трофимчук А.Н. Надежность систем сооружение - грунтовое основание в сложных инженерно-геологических условиях / А.Н. Трофимчук, В.Г. Черный, Г.И. Черный; Совет нац. Безопасности и обороны Украины, Мин-во стр-ва, архитектуры и жилищно-коммун. хоз-ва Украины. – К.: Полграф-Консалтинг, 2006. – 248 с.
99. Липовский В. М. Сборный железобетон: Справочник / В.М. Липовский. – Л.: Стройиздат, 1990. – 144 с.
100. Горохов Е. В. Учёт явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона по объему элементов при выборе безопасных конструктивных систем зданий / Е.В. Горохов, А.М. Югов, В.И. Веретенников // Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: 2011. – С. 146-167.
101. Leshchinsky A.M. Systematic differences of concrete strength in precast products / A.M. Leshchinsky // Materials and Structures. – 1991. – №24. – P. 137-142.
102. Байбурин А.Х. Исследование неоднородности прочности бетона монолитных конструкций / А.Х. Байбурин, С.Н. Погорелов // Сборник трудов ФГБОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет». – 2003. – 124 с.
103. Добровольский С.В. Методы оценки масштабного эффекта в расчетах на прочность / С.В. Добровольский // Вестник машиностроения. – 1998. – № 5. – С.12-15.
104. Попов К.Н. Оценка качества строительных материалов: Учебное пособие / К.Н. Попов, М.Б. Каддо, О.В. Кульков. – М.: изд-во АСВ, 1999.- 240 с.
105. Александровский С.В. Экспериментально-теоретические исследования усадочных напряжений в бетоне / С.В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1965. – 285 с.
106. Янкин А.Е. Лабораторные исследования степени неоднородности бетона и его прочности / А.Е. Янкин // Перспективы освоения подземного про-

- странства: Тезисы докладов 1-й междунар. науч.-практ. конф. молодых ученых. – Днепропетровск: НГУ, 2007. – С. 55-56.
107. Правила безопасности в угольных шахтах. НПАОП 10.0-1.01-10. Киев, 2010. – 223 с.
  108. Баклашов И.В. Конструкции и расчет крепей и обделок / И.В. Баклашов, О.В. Тимофеев. – М.: Недра, 1979. – 263 с.
  109. Янкин А.Е. К вопросу о характеристиках отклонений от проекта фактической толщины крепи вертикальных шахтных стволов / А.Е. Янкин, Е.А. Сдвижкова, В.В. Левит, С.В. Борщевский // Наукові праці ДонНТУ: Серія гірничо-геологічна. – 2004. – Вип. 72. – С. 27-33.
  110. Левит В.В. Напряженно-деформированное состояние приствольного массива в зонах геологических нарушений / В.В. Левит, С.В. Борщевский, А.Е. Янкин // Науковий вісник Національного гірничого університету. – 2004. – № 9. – С. 46-52.
  111. Янкин А.Е. Оценка отклонений толщины крепи вертикальных шахтных стволов от проектных размеров / А.Е. Янкин // Перспективы развития горного дела и подземного строительства: Материалы междунар. конф. молодых ученых. 22-24 мая 2014 г. – Киев: НТТУ «КПИ», 2014. – С. 42-50.
  112. Ивахненко А. Г. Индуктивный метод самоорганизации моделей сложных систем / А.Г. Ивахненко. – Киев: Наук. думка, 1981. – 296 с.
  113. Нагель Э. Теорема Геделя / пер. с англ / Э. Нагель, Д. Ньюмен. – М.: Знание, 1970. – 62 с.
  114. Gabor D. Cybernetics and the future of industrial civilization / D.Gabor // J. Cybernetics. – 1971. – №1, 2. – P. 1-4.
  115. Bishop C.M. Neural Networks for Pattern Recognition / C.M. Bishop. – Oxford: Oxford University Press, 1995. – 498 p.
  116. Руппeneйт К.В. Расчет крепи шахтных стволов / К.В. Руппeneйт, Ю.М. Либерман, В.В. Матвиенко, Ю.А. Песляк. – М.: Изд. АН СССР, 1962. – 124 с.
  117. Ягодкин Ф.И. Анализ влияния диаметра и глубины ствола на величину радиальных отклонений крепи / Ф.И. Ягодкин, М.В. Прокопова // Совершенствование проектирования и строительства угольных шахт: Сб. науч. тр. / Шахтинский ин-т. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2001. – С. 32-38.
  118. Фисунов В.Д., Фисунов А.В. Разрушаемость породных обнажений в стволах при взрывной проходке // Уголь Украины. – 1989. – №12. – С. 37-38.
  119. Шейнин В.И. Некоторые статистические задачи расчета подземных сооружений / В.И. Шейнин, К.В. Руппeneйт. – М.: Недра, 1969. – 153 с.
  120. Баклашов И.В. Распределение напряжений вокруг горных выработок с учетом неровностей контура / И.В. Баклашов // Основания, фундаменты. – 1964. – №54. – С. 89-102.
  121. Баклашов И.В. Расчет на прочность незакрепленных подземных сооружений: автореф. дис. канд.техн.наук: / Баклашов Игорь Владимирович. – М.: МИРГЭ. 1964. – 15 с.
  122. Баклашов И.В. Оценка влияния неровностей контура на распределение напряжений в окрестности выработки кругового поперечного сечения /

- И.В. Баклашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1963. – №5. – С. 23-25.
123. Баклашов И.В. Прочность незакрепленных горных выработок / И.В. Баклашов, К.В. Руппенейт. – М., Недра, 1965. – 128 с.
124. Каминский А.А. Концентрация напряжений возле свободных и подкрепленных криволинейных отверстий со случайными неровностями / А.А. Каминский // Прикладная механика. – Том VI, в. 9. – 1970. – С. 66-72.
125. Протосеня А.Г. Распределение напряжений вблизи горной выработки круглого сечения с учетом неровностей контура / А.Г. Протосеня // Известия вузов. Горный журнал. – 1968. – №7. – 25-28.
126. Фотиева Н.Н. Определение области применения набрызгбетонной крепи стволов в сочетании с анкерами / Н.Н. Фотиева, А.С. Саммаль, К.В. Климов, Г.Б. Киреева // Шахтное строительство. – 1988. – № 3. – С. 9-11.
127. Методические рекомендации по расчету временной крепи тоннельных выработок. – М.: ВНИИТС, 1984. – 54 с.
128. Вихур А. Новые предложения по расчету толщины бетонной крепи стволов шахт в Польше / А. Вихур // Шахтное строительство. – 1973. - №8. – С. 26-28.
129. Фридлянд А.М. О влиянии способа проходки вертикальных стволов на состояние их крепи в Карагандинском бассейне / А.М. Фридлянд // Шахтное строительство. – 1984. – № 3. – С. 20-22.
130. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. – М.: Недра, 1987. – 236 с.
131. Амусин Б.З. Метод конечных элементов при решении задач геомеханики / Б.З. Амусин, А.Б. Фадеев. – М.: Недра, 1975. – 144 с.
132. Крауч С. Метод граничных элементов в механике твердого тела / С. Крауч, А. Старфилд. – М.: Мир, 1987. – 236 с.
133. Новикова Л.В. Метод граничных элементов в задачах геомеханики / Л.В. Новикова, П.И. Пономаренко, В.В. Приходько, И.Т. Морозов. – Днепропетровск: Наука и образование, 1997. – 178 с.
134. Прокопова М.В. Обоснование параметров крепи и жесткой армировки глубоких вертикальных стволов с учетом фактических отклонений от проекта в процессе проходки: дис. ... канд. техн. наук: 25.00.22 / Прокопова Марина Валентиновна. – Новочеркасск, 2004. – 139с.
135. Hoek E. Practical Rock Engineering. – London: Institution of Mining and Metallurgy. – 2002. – P. 325.
136. Янкин А.Е. Влияние формы контура вертикального ствола на устойчивость крепи / А.Е. Янкин, С.Н. Гапеев // Геотехническая механика. – Днепропетровск: ИГТМ НАН Украины. – 2006. – № 62. – С. 9-17.
137. Янкин А.Е. Исследование напряженно-деформированного состояния крепи вертикальных стволов на численных моделях / А.Е. Янкин, С.Н. Гапеев, С.В. Борщевский // Проблеми гірського тиску. – Донецьк, ДонНТУ. – 2006. – №14. – С. 278-290.
138. Гапеев С.Н. Связь формы контура вертикального ствола и устойчивости его крепи / С.Н. Гапеев, А.Е. Янкин, И.В. Сидельник // Перспективы ос-



- воения подземного пространства: Материалы 2-й междунар. науч.-практ. конф. молодых ученых. 23-25 апреля 2008 г. – Днепропетровск: НГУ, 2008. – С. 15-19.
139. Тюркян Р.А. Повышение эффективности и оптимизация параметров БВР при проходке вертикальных стволов / Р.А. Тюркян // Уголь Украины. – 1996. – № 5-6. – С. 35-36.
  140. Единые правила безопасности при взрывных работах. – К.: Норматив, 1992. – 171 с.
  141. Смирняков В.В. Технология строительства горных предприятий / В.В. Смирняков, В.И. Вихарев, В.И. Очкуров. – М.: Недра, 1989. – 573 с.
  142. Шевцов М.Р. Руйнування гірських порід вибухом / М.Р. Шевцов, П.Я. Таранов, В.В. Левіт, О.Г. Гудзь. – Донецьк: ТОВ «Лебідь», 2003. – 272 с.
  143. Новик Е.Б. Опыт проведения буровзрывных работ при скоростной проходке воздухоподающего ствола шахты им. А.Ф. Засядько / Е.Б. Новик, В.В. Левит, И.В. Купенко // Уголь Украины. – 2002. – № 4. – С. 44-46.
  144. Таранов П.Я. Устранение причин групповых отказов электродетонаторов / П.Я. Таранов, Ю.И. Миндюков, В.И. Пудак, Л.В. Македонский и др. – Безопасность труда в промышленности. – 1972. – № 5. – С. 23-24.
  145. Купенко И.В. Исследование условий безотказного взрывания при взрывных работах в вертикальных шахтных стволах / И.В. Купенко, Д.А. Мамоненко // Совершенствование технологии строительства шахт и подземных сооружений. Сб. науч. тр. – Донецк: ООО «Норд Компьютер», 2002. – С. 12-13.
  146. Барон Л.И. Контурное взрывание при проходке выработок / Л.И. Барон, А.В. Ключников. – Недра, 1967. – 204 с.
  147. Сдобников П.В. О факторах, влияющих на качество оконтуривания вертикальных стволов / П.В. Сдобников, К.С. Шмонов, И.К. Логунец // Шахтное строительство. – 1970. – № 9. – С. 7-8.
  148. Харин С.А. Разработка программного обеспечения и анализ воздействия контурного взрывания на скорость сооружения горизонтальных выработок / С.А. Харин // Вісник Кременчуцького національного університету ім. М. Остроградського. – 2014. – № 3 (86). – С. 137-142.
  149. Фисунов В.Д. Разнонаправленное инициирование смежных зарядов в глубоких шпурах / В.Д. Фисунов, А.Ф. Алексеев, В.А. Боровиков // Уголь Украины. – 1977. – № 9. – С. 17-19.
  150. Ключников А.В. Исследование параметров контурного взрывания при проведении выработок / А.В. Ключников // Контурное взрывание: Материалы науч.-техн. совещания. – М.: Недра, 1967. – С. 10-21.
  151. Бротанек И. Контурное взрывание в горном деле и строительстве. Пер. с чеш. Под ред. Б.Н. Кутузова / И. Бротанек, Й. Вода. – М., Недра, 1983. – 144 с.
  152. Борщевский С.В. Основные направления повышения прочности монолитной бетонной крепи / С.В. Борщевский, Н.Р. Шевцов // Вісті Донецького гірничого інституту. – Донецьк: ДонНТУ, 2004. – Вип. 2. – С. 105-108.

153. Кутузов Б.Н. Лабораторные и практические работы по разрушению горных пород взрывом: Учеб. Пособие /Б.Н. Кутузов, В.И. Комащенко и др. – М.: Недра, 1981. – 255 с.
154. Борщевский С.В. Влияние технологии на интенсификацию работ при сооружении стволов / С.В. Борщевский, А.Е. Янкин // Известия Тульского государственного университета: Серия «Геомеханика. Механика подземных сооружений». – 2004. – Вып. 2. – С. 57-62.
155. Солодянкін О.В. Обґрунтування нової схеми вибухової відбійки порід при проведенні вертикальних стволів шахт / О.В. Солодянкін, О.Є. Янкін // Вісник Кременчуцького національного університету ім. Михайла Остроградського. – 2014. – № 3 (86). – С. 100-105.
156. Солодянкин А.В. Повышение качества оконтуривания вертикальных стволов при проходке буровзрывным способом / А.В. Солодянкин, А.Е. Янкин // Розробка родовищ. – Д.: ТОВ «Лізунов Прес», 2014. – С. 281-286.
157. Ищенко К.С. Экспериментальные исследования геомеханических процессов в массиве крепких горных пород при взрыве зарядов ВВ различной формы поперечного сечения / К.С. Ищенко, С.В. Коновал, И.Л. Кратковский, В.В. Круковская, А.П. Круковский // Розробка родовищ. – Д.: ТОВ «Лізунов Прес», 2014. – С. 373-380
158. Харин С.А. Разработка математической модели и программного обеспечения для исследования технологических параметров при подземном строительстве / С.А. Харин // Вісник Криворізького національного університету. Збірник наукових праць. – Кривий Ріг:КНУ. – 2014. – Вип. 36 – С. 44-48.

Наукове видання

**Янкін** Олександр Євгенович

**ВДОСКОНАЛЕННЯ ПАРАМЕТРІВ БУРОПІДРИВНОЇ ТЕХНОЛОГІЇ  
ПРОВЕДЕННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТВОЛІВ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ  
СТІЙКОСТІ ПОРОДНИХ ОГОЛЕНЬ І КРІПЛЕННЯ**

Монографія

(Російською мовою)

Видано в редакції автора.

Підписано до друку 01.02.2016. Формат 30x42/4.

Папір офсетний. Ризографія. Ум. друк. арк. 7,7.

Обл.-вид. арк. 7,7. Тираж 20 пр. Зам. №

Підготовлено до друку та видруковано  
у Державному ВНЗ «Національний гірничий університет».  
Свідоцтво про внесення до Державного реєстру ДК № 1842  
від 11.06.2004.

49005, м. Дніпропетровськ, просп. Д. Яворницького, 19.