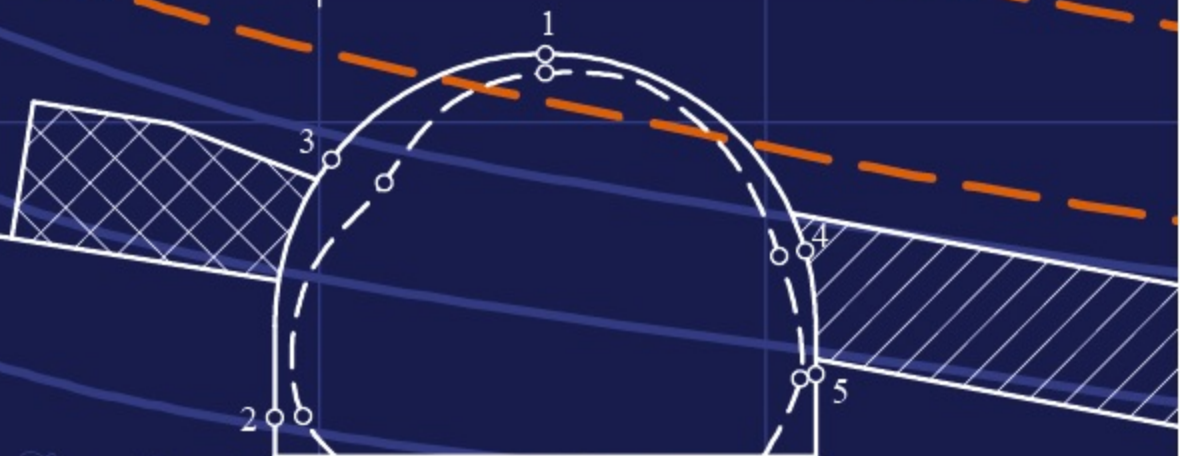


В.И. Бондаренко  
И.А. Ковалевская  
Г.А. Симанович  
А.И. Коваль  
В.В. Фомичев

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

устойчивости  
повторно используемых  
выемочных выработок  
на пологих  
пластах Донбасса



В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская,  
Г.А. Симанович, А.И. Коваль, В.В. Фомичев

---

# **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ**

**устойчивости  
повторно используемых  
выемочных выработок  
на пологих  
пластах Донбасса**

---

м о н о г р а ф и я



---

Дніпропетровськ | «ЛізуновПрес» | 2012

УДК 622.261.27  
ББК 33.14  
Е 45

Друкується відповідно до рішення Вченої ради Державного ВНЗ  
«Національний гірничий університет» (протокол № 6 від 26.06.2012 р.).

Рецензенти: В.І. Бузило, д-р техн. наук, проф.  
П.І. Пономаренко, д-р техн. наук, проф.

**Бондаренко В.І., Ковалевська І.А., Симанович Г.А., Коваль О.І.,  
Е 45 Фомичов В.В.** Експериментальні дослідження стійкості виїмкових  
виробок, які повторно використовуються, на пологих пластах  
Донбасу: Монографія. / В.І.Бондаренко, І.А.Ковалевська, Г.А.Симанович,  
О.І.Коваль, В.В.Фомичов. – Дніпропетровськ.: ТОВ «ЛізуновПрес», 2012. –  
426 с. (російською мовою).

ISBN 978-966-2575-09-5

В монографії викладені результати експериментальних досліджень  
напружено-деформованого стану методом скінченних елементів складних  
систем сучасних комбінованих кріплень і охоронних конструкцій, які  
підвищують стійкість виїмкових виробок при розробці пологих тонких і  
надтонких вугільних пластів Донбасу високонавантаженими лавами.

Монографія може бути корисною для наукових співробітників проектних і  
науково-дослідних інститутів гірничодобувної галузі, інженерно-технічних  
працівників виробничих об'єднань, а також студентів гірничих Вузів і  
факультетів.

Друкується за авторською редакцією.

УДК 622.261.27  
ББК 33.14

© Бондаренко В.І., Ковалевська І.А., 2012  
© Симанович Г.А., Коваль О.І., 2012  
© Фомичов В.В., 2012  
© ТОВ «ЛізуновПрес», 2012

ISBN 978-966-2575-09-5

## ВВЕДЕНИЕ

Расширение диапазона горно-геологических условий, в которых осуществляется проведение и поддержание горных выработок, требует применения новых конструктивных решений, обеспечивающих современный технологический процесс добычи угля. Поиск таких решений связан с выполнением большого количества экспериментов по оценке условий совместного взаимодействия элементов крепи выработки, охранной конструкции и приконтурного горного массива.

Наиболее быстрым и дешевым методом проведения экспериментальных исследований является математическое моделирование. Фактически все современные исследования в области анализа состояния конструкций в той или иной мере используют этот подход. Однако аналитическими методами расчета крайне тяжело решать задачи по распределению нагрузок в среде со сложной геометрией. В этом случае прибегают к помощи численных методов, среди которых в последнее время наибольшую популярность получил метод конечных элементов.

В основе любого расчета методом конечных элементов лежит расчетная схема, включающая в себя описание геометрии объектов, участвующих в эксперименте, их механические характеристики и описание граничных и начальных условий в виде совокупности возможных ограничений и прикладываемых нагрузок. Затем, в ходе расчета, на основе той или иной физической модели материалов, вычисляются поля напряжений и деформаций, в результате анализа которых определяются критические зоны [1-3]. В этих зонах с высокой степенью вероятности может происходить разрушение материалов, которое в свою очередь приводит к изменению первоначальной геометрии и как следствие к перераспределению напряжений и деформаций в рамках решаемой задачи.

Таким образом, решение задач геомеханики методом конечных элементов можно разбить на три логических этапа: *первый* – выбор и обоснование физической модели; *второй* – построение математической модели среды; *третий* – численное моделирование и анализ получаемых результатов. На каждом из этих этапов происходит частичная идеализация реального объекта, которая определенным образом влияет на точность и адекватность получаемых результатов. Чтобы минимизировать возможное влияние возникающих погрешностей на результаты вычислений необходимо иметь четкое представление об особенностях применяемого численного метода, в нашем случае метода конечных элементов.

Первоначально метод конечных элементов (МКЭ) применялся для решения задач строительной механики, связанных с анализом устойчивости конструкций, создаваемых на основе ферм. Существенный толчок в своем развитии МКЭ получил после 1963 г. [4], когда было доказано, что данный метод можно рассматривать как вариант метода Рэлея-Ритца, который путем минимизации потенциальной энергии позволяет свести решаемую задачу к

простой системе линейных уравнений равновесия.

В 1968 г. область применения МКЭ существенно расширилась [5], когда было показано, что уравнения, определяющие элементы в задачах строительной механики, геомеханики и гидромеханики, могут быть легко получены с помощью методов взвешенных невязок, таких как метод Галёркина или метод наименьших квадратов. Установление этого факта укрепило теоретическое обоснование метода конечных элементов, так как позволило применить его при решении разнообразных типов дифференциальных уравнений. В результате, МКЭ из численной процедуры решения задач строительной механики превратился в общий метод численного решения дифференциальных уравнений, в том числе и в задачах геомеханики, в последнее время сделали переход от упруго-пластической модели к дальнейшему учету свойств горных пород в предельной и запредельной стадиях деформирования. Накопленный опыт показывает, что перспективным направлением уменьшения затрат на крепление и поддержание повторно используемых выемочных выработок, а также увеличение темпов их сооружения является широкое внедрение анкерной крепи (как самостоятельного вида, так и в сочетании с другими типами крепей), которая отличается возможностью полной механизации работ по ее возведению, позволяет повысить безопасность работ, применить прогрессивную технологию и создать значительную экономию материалов.

В настоящее время на шахтах Украины получают все большее распространение рамно-анкерные крепи горных выработок, включающие в свои конструкции различные типы анкеров, которые выполняют две основные функции: *во-первых*, упрочняют приконтурные породы, вовлекая их в работу по сопротивлению активным нагрузкам со стороны породного массива путем формирования грузонесущей породной оболочки; и, *во-вторых*, анкера, имея конструктивную связь с элементами рамной крепи за счет усилия натяжения, создают дополнительные точки опоры рамной крепи. Первая функция анкеров позволяет снизить нагрузку на раму за счет восприятия части нагрузок упрочненной породной оболочкой, а вторая функция – повысить несущую способность рамной крепи за счет снижения интенсивности поля напряжений в материале рамы с помощью реакции анкеров. В результате сочетания анкеров с рамной крепью можно создавать рамно-анкерные крепи, которые отличаются пониженной материалоемкостью при высокой несущей способности, то есть такие крепи могут с достаточной эффективностью применяться для поддержания выемочных выработок, эксплуатируемых в сложных горно-геологических условиях.

Деформации пород и крепи выемочных выработок, подверженных влиянию очистных работ, отличаются высокой интенсивностью процесса во времени и его распространением на большую глубину вокруг выработки. В зависимости от места расположения охраняемой выработки по отношению к границе выработанного пространства и применяемого способа ее охраны интенсивность деформации пород вокруг выработки является различной.

Максимальная скорость смещений боковых пород приурочена к области, примыкающей к контуру выработанного пространства, где возникает опорное давление, максимум которого находится на некотором расстоянии от кромки пласта в глубь массива. Это расстояние зависит, главным образом, от прочности угольного пласта и вмещающих пород. Породы в зоне опорного давления передавлены и расчленены по плоскостям наслоения, а в глубь выработанного пространства лавы такого сплошного разрушения не наблюдается. Объясняется это тем, что область штрека вместе с вмещающими породами примыкает к зоне высокого опорного давления. Перемещению зоны повышенного опорного давления в сторону штрека благоприятствуют возводимые с противоположной стороны охранные элементы: бутовые полосы, железобетонные тумбы, костры, органная крепь и др. Поэтому результаты многочисленных шахтных и лабораторных исследований о влиянии отдельных элементов способа охраны выработки на концентрацию напряжений во вмещающих выработку породах позволили определить те условия, при которых выемочная выработка будет находиться в удовлетворительном состоянии и разработать способ охраны искусственными целиками (полосами) из твердеющих и других материалов с переменной по ширине жесткостью.

Раздел 5 написан А.И. Ковалем, а глава 16 – совместно с Р.Н. Свистуном.

Авторы выражают глубокую благодарность О.К. Маловой за подготовку рукописи к изданию.

# 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ И ЭТАПЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ГЕОМЕХАНИКИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

## 1.1. ОСНОВНЫЕ ЭТАПЫ ПРАКТИЧЕСКОЙ РЕАЛИЗАЦИИ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Суть метода конечных элементов состоит в том, что любую непрерывную величину можно описать моделью, состоящей из отдельных участков [2, 3]. На каждом из этих участков исследуемую непрерывную величину аппроксимируют кусочно-непрерывной функцией, которая строится на значениях исследуемой непрерывной величины в конечном числе точек каждого участка.

В общем случае непрерывная величина заранее неизвестна, и необходимо определить значения этой величины в некоторых внутренних точках рассматриваемой области. Дискретную модель, однако, достаточно легко построить, если сначала предположить, что известны числовые значения выбранной величины в отдельных точках области (эти точки называют «узлами»). После этого становится возможным рассмотрение общего случая.

Обычно при построении дискретной модели непрерывной величины поступают следующим образом [6, 7]: *во-первых* – области определения непрерывной величины разбивается на конечное число подобластей, называемых элементами. Эти элементы имеют общие узловые точки и в совокупности аппроксимируют форму области; *во-вторых* – в рассматриваемой области фиксируется конечное число точек. Эти точки называются узловыми точками или просто узлами; *в-третьих* – значение непрерывной величины в каждой узловой точке первоначально считается известным, однако необходимо помнить, что эти значения в действительности еще предстоит определить путем наложения на них дополнительных ограничений в зависимости от физической сущности задачи; *в-четвертых* – используя значения исследуемой непрерывной величины в узловых точках и ту или иную аппроксимирующую функцию, определяют значение исследуемой величины внутри расчетной области.

Аппроксимирующие функции обычно выбираются в виде линейных, квадратичных или кубических полиномов. Для каждого элемента можно подбирать свой полином, но полиномы подбираются таким образом, чтобы сохранить непрерывность величины вдоль границ элемента. Этот полином, связанный с данным элементом, называют «функцией элемента».

С этой точки зрения крепь выработки и примыкающий к ней горный массив можно рассматривать как некоторую совокупность конструктивных элементов, соединенных в конечном числе узловых точек. Если известны соотношения между силами и перемещениями для каждого отдельного элемента, то, используя известные приемы геомеханики, можно описать и исследовать поведение системы «горный массив-крепь» в целом.

Решение задачи геомеханики с применением МКЭ сводится к выполнению следующих основных этапов: *первый* – обобщенная постановка задачи (тип решения, общий вид модели, рассматриваемые нагрузки и т.д.); *второй* – создание геометрии модели, пригодной для использования в МКЭ; *третий* – создание сетки конечных элементов для построенной геометрии; *четвертый* – приложение к геометрической модели граничных условий (закрепление на границе или граничные нагрузки); *пятый* – численное решение системы уравнений; *шестой* – анализ полученных результатов. С первого по четвертый этапы относятся к так называемой препроцессорной стадии решения задачи, пятый этап – к процессорной и шестой к постпроцессорной.

Построенная модель делится на конечные элементы достаточно простой формы. Имеется несколько типичных форм конечных элементов, в которых поле смещений определяется по смещениям узлов с помощью некоторых интерполяционных функций [8]. По вычисленным таким образом смещениям определяются поля напряжений и деформаций.

Наиболее трудоемкий этап решения задачи геомеханики с помощью МКЭ – это создание конечно-элементной модели на стадии препроцессорной подготовки, так как построение этой модели вручную является, для задач большой размерности, бессмысленным, а применение автоматических методов построения сетки зачастую приводит к возникновению необратимых ошибок в последующих расчетах.

В ходе пятого этапа (численное решение системы уравнений) создается и решается численными методами система уравнений, обусловленная физической моделью среды, выбираемой на первом этапе. При грамотной постановке задачи и адекватно заданных граничных и начальных условиях этот этап не требует вмешательства исследователя в процесс вычислений. Однако, в задачах геомеханики, учитывающих существенную нелинейность рассматриваемой среды, довольно часто возникают проблемы с устойчивостью численных методов на промежуточных участках решения.

Анализ результатов вычислений (шестой этап) представляет собой процесс использования набора инструментов визуализации для представления в удобной форме получаемых результатов. Как правило, для представления результатов используют плоские и объемные эпюры распределения напряжений и деформаций, векторных полей, графики изменения контролируемых величин в выбранных точках. Часто для проведения анализа процесса, связанного со временем, создают анимационные ролики, при просмотре которых можно легко выполнить анализ развития того или иного исследуемого компонента во времени.

Учитывая, что в конечно-элементных задачах неизвестными принимают перемещения в узлах, а также то, что в трехмерных задачах каждый узел тетрагонального элемента имеет три степени свободы, система равновесия вида  $R_1 + R_2 + F = 0$  для простой задачи (см. рис. 1.1) может в общем случае, при записи в матричной форме, приобретать размерность, достигающую



миллиона и более. Такая система уравнений может быть решена только с использованием мощных вычислительных средств.

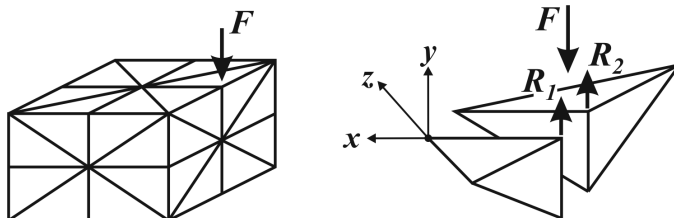


Рис. 1.1. Пример конечно-элементной области, для которой:  $F$  – внешняя сила;  $R_1$  и  $R_2$  – силы реакции в узлах конечных элементов;  $x$ ,  $y$ ,  $z$  – степени свободы в отдельном узле конечного элемента

При составлении уравнения равновесия учитывается, что сумма проекций всех сил на каждую из координатных осей равна нулю, а сумма внутренних сил равна внешней силе с обратным знаком. В трехмерных задачах число узлов обычно больше числа элементов, а число степеней свободы в три раза больше числа узлов, а для задач с кинематическими граничными условиями может быть еще большим.

## 1.2. ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И НАЛОЖЕНИЯ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ

Основная идея метода конечных элементов заключается в следующем – вся расчетная область может быть разделена на множество конечных элементов, соединенных между собой в вершинах; все силы, действующие в системе, сосредотачиваются в этих узлах, а сам конечный элемент не может являться «абсолютно жестким» телом. Конечно-элементная модель предполагает, что напряжения и деформации имеются и вне данного конечного элемента.

Достоверность расчетов МКЭ зависит от многих факторов, в том числе и от количества конечных элементов. Однако, если напряжения и деформации не меняются в пределах выбранной области, то число конечных элементов может не влиять на точность вычисления напряжений и деформаций [2, 3].

При создании конечно-элементной модели следует выбирать вид конечного элемента для оптимизации расхода вычислительных мощностей. Важным показателем в этом случае является степень порядка конечного элемента (рис. 1.2). Как правило, выбирают между линейными элементами первого порядка и параболическими элементами второго порядка, а элементы

более высоких порядков применяются крайне редко для решения в достаточной степени специфических задач [9]. Линейные элементы имеют прямые стороны и узлы только в углах. Таким образом, число расчетных точек (узлов) трехмерного элемента равно четырем (см. рис. 1.2, а). Параболические элементы имеют от одного и более промежуточных узлов вдоль каждой из сторон (см. рис. 1.2, б, в). Благодаря этому стороны элемента могут быть криволинейными. При равном количестве элементов параболические элементы дают большую точность вычислений, так как они более точно воспроизводят криволинейную геометрию модели и имеют более точные функции формы. Но расчет с применением конечных элементов высоких порядков требует значительных вычислительных затрат. Сравним, как на размерность матрицы жесткости влияет порядок конечного элемента. Для объемного линейного элемента с четырьмя узлами размерность матрицы жесткости составит  $12 \times 12$  (см. рис. 1.2, а), в случае элемента второго порядка  $36 \times 36$  (см. рис. 1.2, б), а для элемента третьего порядка  $48 \times 48$  (см. рис. 1.2, в).

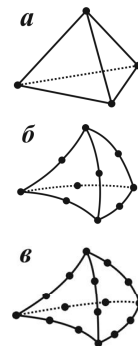


Рис. 1.2. Порядок элементов:  
а) первый;  
б) второй;  
в) третий

Компоненты матрицы жесткости обратно пропорциональны модулю упругости [2, 3]. Таким образом, нулевой модуль упругости означает отсутствие конечного элемента. В этом случае деление на нулевой модуль упругости приводит, как правило, к прекращению расчета или введения фиктивных показателей, которые в значительной степени искажают конечный результат.

Бесконечно большое значение модуля упругости означает, что конечный элемент рассматривается как абсолютно жесткий. Общая теория упругости допускает возникновение бесконечно больших напряжений в точке, например, в вершине трещин, но в методе конечных элементов все значения напряжений конечны.

Для лучшей сходимости при проведении расчетов соотношение сторон конечных элементов не должно превышать двух. Этим правилом можно пренебречь, находясь на значительном, с точки зрения прикладной задачи, расстоянии от возможных зон концентраций напряжений. Для задач геомеханики зона распространяется от контура выработки на один наибольший геометрический размер ее сечения.

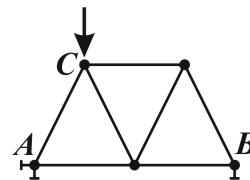


Рис. 1.3. Задание граничных условий

Грамотное задание граничных условий обеспечивает адекватность расчетной модели и реальных условий, воздействующих на моделируемый объект. Так для модели, представленной на рис. 1.3, граничные условия в узлах *A* и *B* служат для того, чтобы перемещения указанных узлов модели соответствовали перемещениям тех же узлов натурной конструкции, с учетом наложенных на них связями ограничений. При этом перемещения могут

приобретать как нулевые (узел  $A$ ), так и не нулевые (узел  $B$ ) значения. Существуют также граничные условия, при которых необходимо задать нагрузки (узел  $C$ ).

Граничные условия задаются только для узлов конечного элемента [10]. Это могут быть силы или перемещения. Максимальное число граничных условий в узле, равно числу его степеней свободы – три силы или три перемещения.

Необходимо обратить особое внимание на то, что число граничных условий должно быть минимально необходимым – не больше и не меньше. Рассмотрим несколько примеров: *во-первых* – никогда не следует фиксировать все степени свободы в каждом узле элемента (рис. 1.4, *а*); *во-вторых* – не следует прикладывать силу в узле в том же самом направлении, в котором в данном узле зафиксировано смещение (см. рис. 1.4, *б*); *в-третьих* – полное отсутствие закрепления вдоль одной из осей может привести при расчете к кажущемуся сдвигу вдоль этой оси вследствие неизбежных ошибок округления при вычислениях (см. рис. 1.4, *в*).

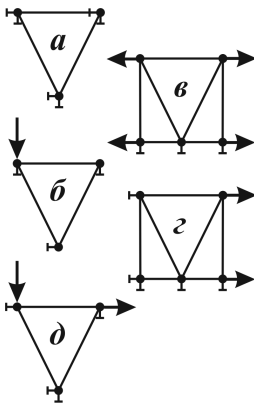


Рис. 1.4. Возможные схемы задания граничных условий

Правильные схемы задания граничных условий для представленных моделей приведены на рис. 1.4, *г*, *д*.

Схема размещения граничных условий зависит от вида нагружения. Если конструкция имеет оси или плоскости симметрии, то при назначении граничных условий необходимо это учитывать. Например, пресс с жесткими пуансонами, сжимающий куб из более мягкого однородного материала, имеет три плоскости симметрии. В этом случае нет необходимости моделировать всю конструкцию целиком. Можно смоделировать только ее часть,

одну четвертую или одну восьмую, имея в виду, что в точках на плоскостях симметрии соответствующие перемещения равны нулю. Это обстоятельство учитывается соответствующими граничными условиями в узлах элементов, принадлежащих плоскостям симметрии.

Выбор размеров элементов и граничных условий при построении сетки можно существенно упростить, если применить принцип Сен-Венана: две статически эквивалентные системы сил создают одно и то же поле напряжений на расстоянии от их точек приложения, большем, чем характерный линейный размер поперечного сечения. Как известно основной причиной многих разрушений являются растягивающие напряжения. В этом случае, если зона максимальных растягивающих напряжений находится вдали от точки приложения силы, нет необходимости строить подробную сетку элементов вблизи этой точки, так как в ней действуют, в основном сжимающие напряжения.

### 1.3. ПОСТРОЕНИЕ СЕТКИ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Генерация сетки конечных элементов является трудоемким процессом многопараметрической оптимизации. При ее создании необходимо находить оптимальный баланс между размерностью задачи, точностью описания геометрии, учета особенностей моделирования физических характеристик объекта и т.п. В ряде случаев достигнуть изначально оптимальных показателей сетки невозможно, в этом случае приходится жертвовать отдельными показателями снижая качество сетки.

Для задач с малым количеством узлов (до 1000) возможно построение сетки конечных элементов вручную [3]. В этом случае исследователь сам определяет геометрическое место положения всех узлов, но такой подход требует большого объема времени и не гарантирует от ошибок. Поэтому, в задачах с большим числом узлов или сложной геометрией расчетной области применяют автоматический или полуавтоматический подход к построению сетки.

Полуавтоматический подход заключается в том, что исследователь указывает несколько точек, в которых должны размещаться узлы конечно-элементной сетки, а автоматические алгоритмы создают конечно-элементную сетку, с учетом этой информации. Различают два основных типа автоматической генерации сетки: произвольный и упорядоченный.

Произвольная сетка строится хаотически, как правило, на основе алгоритмов выбора ближайшей характерной точки. В этом случае и порядок нумерации узлов и геометрические параметры конечных элементов не соответствуют какому-либо периодическому описанию. Такой сеткой хорошо описывать сложную геометрию объекта, но на ее основе тяжело проводить окончательные расчеты. Упорядоченная сетка строится путем деления объекта на несколько простых геометрических элементов. При автоматическом построении сетки с большой размерностью число узлов всегда преобладает над числом элементов. Для произвольных сеток отношение между узлами и элементами в плоских задачах составляет, примерно, два к одному, а для трехмерных с четырехгранными элементами – шесть к одному.

Легко видно, что чем меньше линейный размер конечного элемента (рис. 1.5), тем большее количество элементов в модели, при этом время вычислений экспоненциально возрастает, а ошибки расчета уменьшаются [9]. Однако, ошибки не могут уменьшиться до нуля, так как с увеличением числа элементов накапливаются вычислительные ошибки численных методов и процедур вычисления вычислительной машины.

Практика расчетов МКЭ при решении задач геомеханики позволила выдвинуть следующие требования к формированию конечно-элементной сет-

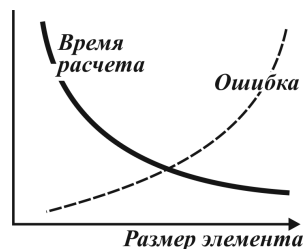


Рис. 1.5. Точность расчета в зависимости от размера конечного элемента

ки: линейные элементы требуют более частой сетки, чем квадратичные или кубичные; упорядоченная сетка (см. рис. 1.6, б) является более предпочтительной, чем произвольная (см. рис. 1.6, а); прямоугольная сетка с четырьмя узлами (см. рис. 1.6, в) более предпочтительна, чем сетка с треугольными элементами (см. рис. 1.6, е); сетка треугольных элементов с промежуточными узлами (см. рис. 1.6, з) имеет точность не ниже точности сетки прямоугольных элементов с четырьмя узлами (см. рис. 1.6, в); сетка прямоугольных элементов с восьмью узлами (см. рис. 1.6, д) является более оптимальной, чем сетка треугольных элементов с промежуточными узлами (см. рис. 1.6, з); аппроксимация смещений кубическим полиномом (см. рис. 1.6, е) позволяет применять более крупные сетки.

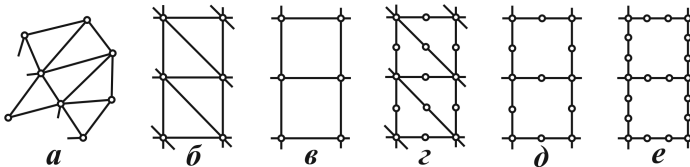


Рис. 1.6. Примеры плоской конечно-элементной сетки

Поскольку метод конечных элементов является сеточным методом, точность результатов получаемых с его помощью прямо зависит от правильного выбора типов и размеров конечных элементов. Отсюда следует, что более частая сетка применяется там, где ожидается значительный градиент напряжений или деформаций (рис. 1.7). В тоже время более редкая сетка может применяться в зонах с более или менее постоянными деформациями или напряжениями. Исходя из выше изложенного, при построении сетки конечных элементов, исследователь обязан уметь предвидеть возможный характер напряженно-деформированного состояний отдельных зон расчетной области.

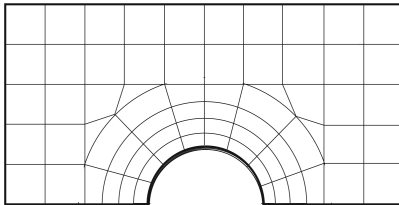


Рис. 1.7. Сетка конечных элементов при расчете свода выработки

Если размеры соседних конечных элементов вблизи зоны концентрации напряжений существенно различаются, то точность получаемых результатов МКЭ снижается (рис. 1.8). При автоматическом построении сетки с учетом зон концентрации напряжений и деформаций вводят соответствующий коэффициент преобразований или перехода, который представляет собой соотношение  $h_2 / h_1$ .

Для качественной сетки этот показатель не должен превышать полутора для всех соседних конечных элементов [6].

Кроме того, при построении конечно-элементной сетки необходимо учитывать следующее: чем меньше соотношение сторон элемента, тем меньше вычислительная ошибка, оптимально это соотношение не должно превышать трех; одновременно сетка может состоять из элементов различных типов, но между ними не допустимы разрывы; все конечные элементы не могут быть построены с углами в узлах, превышающих  $180^\circ$ , поскольку вычисление объемных характеристик таких элементов вызывает определенные трудности.

Порядок нумерации узлов сетки конечных элементов в задачах большой размерности, к которым относятся и задачи геомеханики, является важной характеристикой, влияющей как на вид, так и на размерность глобальной матрицы жесткости. Правильная нумерация узлов позволяет снижать потребность в вычислительном времени и необходимой для расчетов оперативной памяти вычислительных машин.

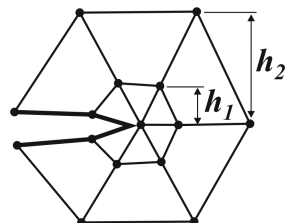


Рис. 1.8. Соотношение размеров конечных элементов вблизи концентратора

#### 1.4. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ТОЧНОСТЬ ПОЛУЧАЕМЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Любая модель, которая используется при проведении расчетов численными методами, к которым относится и МКЭ, требует определенной идеализации реального объекта. Поэтому, несмотря на развитие вычислительных технологий, результаты вычислений методом конечных элементов не свободны от ошибок. Использование вычислительной техники в роли «черного ящика», без понимания основных этапов и процессов вычислений, часто приводит к существенным ошибкам. Отдельной группой ошибок являются ошибки описания объектов, возникающие на этапе ввода данных в вычислительную среду.

При постановке задачи возможно максимально уменьшить закладываемые в модель ошибки, правильно выбрав следующие параметры: физический характер задачи; оптимальное описание отдельных частей расчетной области; адекватные условия упрощения реального объекта к расчетной модели.

Ошибки могут возникать на различных стадиях реализации метода конечных элементов: при постановке задачи; дискретизации области; численном решении.

Ошибки постановки задачи могут возникать, когда выбранный тип конечных элементов или их размер не соответствуют физическому поведению материала реального объекта. Однако основным источником ошибок при постановке задачи является некорректное задание граничных условий. Не-

верное задание граничных условий приводит к искажению процесса распределения напряжений и деформаций по всему объему расчетной области. Таким образом, успех вычислительного эксперимента с применением МКЭ зависит от точности воспроизведения на модели граничных условий, геометрии и свойств материала реального объекта.

Ошибки дискретизации возникают при замене реальной геометрии ограниченным числом конечных элементов. Нехватка общего числа расчетных узлов приводит к невозможности совместить их со всеми особыми точками, присутствующими в геометрии реального объекта. В ряде случаев, малая размерность конечных элементов, используемых для описания сложной геометрии, может вызывать искажения в распределении перемещений на таком контуре.

Ошибки, связанные с численным решением системы уравнений, обычно не поддаются прямому анализу и потому менее заметны. При выполнении расчета МКЭ, неизвестными являются смещения в выбранном узле, и результатом вычислений фактически является вектор смещений конкретного узла. После аппроксимации, в пределах конечного элемента, поля смещений соответствующим полиномом, называемым «функцией формы», могут быть вычислены деформации и напряжения.

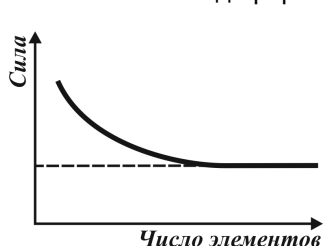


Рис. 1.9. Влияние числа конечных элементов на величину внутренних усилий

Описанная схема вычислений показывает, что наибольшая точность расчета достигается при определении смещений в узле. Деформации вычисляются дифференцированием соответствующих смещений, поэтому максимальная точность вычислений деформаций и напряжений будет в центре конечного элемента.

При выполнении нелинейного анализа влияние типа и количества конечных элементов на точность вычислений имеет нелинейный характер обуславливаемый особенностями перераспределения напряжений и деформации в пределах расчетной области [4, 5]. Для простого случая осевого растяжения резинового стержня получаемый результат уже в значительной степени зависит от числа используемых конечных элементов (рис. 1.9). Как видим, график имеет две ярко выраженные зоны: *первая* – нелинейная, в этом случае число конечных элементов недостаточно, чтобы адекватно описать процесс рассеивания внутренней энергии резинового стержня, что и приводит к устойчивому, но неверному результату по величине внутренних усилий; *вторая* – линейная, в этом случае число конечных элементов достигло необходимого уровня, за которым постоянно получается физически адекватное решение.

При описании расчетной области в МКЭ используют два подхода:  $h$ -метод, с помощью которого точность расчетов повышается путем уменьшения линейного размера конечного элемента ( $h$  – длина стороны конечного

элемента);  $p$ -метод, точность расчетов при котором повышается за счет увеличения порядка полинома аппроксимирующей функции ( $p$  – порядок полинома).

Для иллюстрации изменения точности вычислений при выборе  $h$ - или  $p$ -метода рассмотрим примеры дискретизации консоли, приведенные на рис. 1.10.

В данном случае использование  $p$ -метода (см. рис. 1.10, а) с меньшим числом конечных элементов обеспечивает более высокую вычислительную точность относительно  $h$ -метода (см. рис. 1.10, б) с большим числом конечных элементов. Это вызвано тем, что в данном случае полиномы более высокого порядка точнее описывают перемещения элементов балки при поперечном изгибе [7].

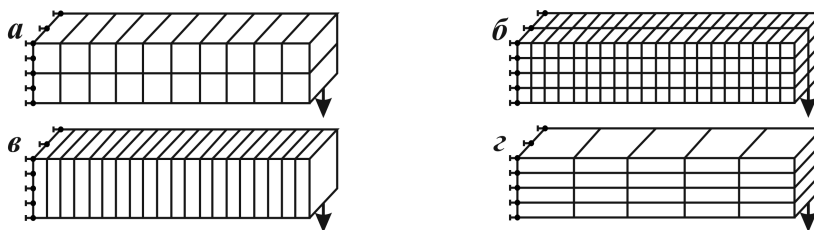


Рис. 1.10. Влияние на ошибку расчета числа и вида конечных элементов:  
 а) 20 20-узловых – ошибка  $\approx 0,5\%$ ; б) 160 8-узловых – ошибка  $\approx 9\%$ ;  
 в) 20 20-узловых – ошибка  $\approx 3\%$ ; г) 20 20-узловых – ошибка  $\approx 12\%$

В данной задаче не только число и порядок конечных элементов может влиять на точность получаемых результатов, важным показателем является и их ориентация относительно приложенной нагрузки. Так увеличение числа элементов по высоте балки (см. рис. 1.10, в) дает большую погрешность вычислений, нежели использование такого же числа конечных элементов, ориентированных вдоль оси балки (см. рис. 1.10, б).

И последнее, для получения удовлетворительной точности расчета в местах возможной концентрации и/или большого градиента напряжений величину или порядок конечных элементов следует изменять таким образом, что бы возникающие возмущения описывались достаточным числом расчетных точек.



## 2. ОБОБЩЕННОЕ МАТЕМАТИЧЕСКОЕ ОПИСАНИЕ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ В ЗАДАЧАХ МЕХАНИКИ СПЛОШНОЙ СРЕДЫ

В ходе решения задачи МКЭ используются разнообразные численные методы, позволяющие получить окончательный результат в условиях конкретной физической модели. Основная часть описания среды фокусируется в математических выражениях, представляющих конечный элемент. Понимание пути формирования физико-математического обоснования прикладной задачи МКЭ позволяет получать наиболее точные и адекватные результаты.

В этом случае, для формирования представления о подходах решения к сложным трехмерным задачам геомеханики методом конечных элементов проще использовать «простые» конечные элементы, функции описания которых в достаточной мере примитивны.

### 2.1. ФУНКЦИИ ФОРМЫ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И МАТРИЦА ЖЕСТКОСТИ

Простейшей задачей механики сплошной среды можно считать определение перемещений и напряжений для стержня, воспринимающего осевую нагрузку (рис. 2.1). Стержневой элемент характеризуется длиной  $L$ , площадью поперечного сечения  $V_s$

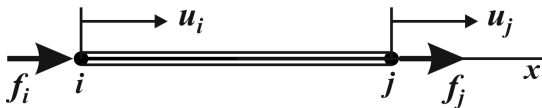


Рис. 2.1 Схема приложения нагрузок и перемещений концов стержня

и модулем упругости материала  $E$ . Осевые перемещения  $u = u(x)$ , относительную деформацию  $\varepsilon = \varepsilon(x)$  и напряжения  $\sigma = \sigma(x)$  будем

рассматривать в зависимости от координаты точки на оси  $x$  стержня.

Предположим, что перемещения  $u$  изменяются линейно вдоль оси элемента следующим образом

$$u(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right)u_i + \frac{x}{L}u_j. \quad (2.1)$$

Используя предыдущую формулу и закон Гука, получим

$$\varepsilon = \frac{u_j - u_i}{L} = \frac{\Delta}{L}; \quad (2.2)$$

$$\sigma = E\varepsilon = \frac{E\Delta}{L}, \quad (2.3)$$

где  $\Delta$  – удлинение элемента.

С другой стороны, известно

$$\sigma = \frac{F}{V_s}, \quad (2.4)$$

где  $F$  – сила, действующая на стержень.

Из (2.3) и (2.4) получаем

$$F = \frac{EV_s}{L} \Delta = k\Delta, \quad (2.5)$$

где  $k = \frac{EV_s}{L}$  – жесткость стержня.

Таким образом, матрица жесткости для стержневого элемента примет вид

$$k = \frac{EV_s}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}. \quad (2.6)$$

Теперь получим выражение (2.6), используя функции формы конечного элемента. Этот подход является универсальным при решении широкого спектра задач механики сплошной среды и механики разрушений. Он позволяет универсализировать подход в математическом описании среды конечных элементов разных порядков [5].

Для этого введем в рассмотрение следующие две линейные функции

$$N_i(\xi) = 1 - \xi, \quad N_j(\xi) = \xi, \quad (2.7)$$

где  $\xi = \frac{x}{L}$  – относительная координата точки элемента в локальной системе координат,  $0 \leq \xi \leq 1$ .

С учетом (2.5) смещения стержня можно описать следующим образом

$$u(x) = u(\xi) = N_i(\xi)u_i + N_j(\xi)u_j. \quad (2.8)$$

В матричной форме (2.8) выглядит так

$$u = \begin{bmatrix} N_i & N_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix} = [N]\{u\}. \quad (2.9)$$

Линейные функции  $N_i(\xi)$ ,  $N_j(\xi)$  в (2.7) называются функциями формы стержневого элемента, также называемые интерполирующими или аппроксимирующими. По сути дела, они действительно служат для интерполяции искомой величины – перемещений в пределах конечного элемента. Как видно из (2.7), функции формы обладают следующими свойствами: во-первых –  $\sum N_i = 1$ , то есть сумма функций формы по всем узлам элемента тождественно

венно равна 1; во-вторых –  $N_i = \begin{cases} 1, & \xi = 0 (x = x_i) \\ 0, & \xi = 1 (x = x_j) \end{cases}$  и  $N_j = \begin{cases} 1, & \xi = 1 (x = x_j) \\ 0, & \xi = 0 (x = x_i) \end{cases}$ , то есть функция формы равна 1 в одном узле конечного элемента и 0 – в остальных.

Аналогичные функции используются и для интерполяции координат произвольной точки в пределах элемента. Если для интерполяции координат и перемещений используются одни и те же узлы и, следовательно, одни и те же интерполирующие функции, то такой элемент называют изопараметрическим. Изопараметрические элементы получили наибольшее распространение в силу простоты применения для описания физической среды в задачах большой размерности.

С учетом введенных функций формы относительные деформации можно записать следующим образом

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} = \left[ \frac{d}{dx} N \right] \{u\} = [B] \{u\}, \quad (2.10)$$

где  $[B]$  – матрица дифференцирования перемещений вида

$$[B] = \frac{d}{dx} \begin{bmatrix} N_i(\xi) & N_j(\xi) \end{bmatrix} = \frac{d}{d\xi} \begin{bmatrix} N_i(\xi) & N_j(\xi) \end{bmatrix} \cdot \frac{d\xi}{dx}.$$

Тогда

$$[B] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix}. \quad (2.11)$$

Напряжения запишем следующим образом

$$\sigma = E\varepsilon = E[B] \{u\}. \quad (2.12)$$

С учетом (2.10) и (2.12) энергия деформации стержневого элемента примет вид

$$U = \frac{1}{2} \int_V \sigma^T dV = \frac{1}{2} \int_V \left( \{u\}^T [B]^T E [B] \{u\} \right) dV = \frac{1}{2} \{u\}^T \left[ \int_V \left( [B]^T E [B] \right) dV \right] \{u\}. \quad (2.13)$$

В то же время работа, совершаемая силами  $f_i$  и  $f_j$ , приложенными в узлах (см. рис. 1.1), составляет

$$W = \frac{1}{2} f_i u_i + \frac{1}{2} f_j u_j = \frac{1}{2} \{u\}^T \{f\}. \quad (2.14)$$

Однако для консервативных систем должно выполняться

$$U = W. \quad (2.15)$$

Подставляя (2.13) и (2.14) в (2.15), имеем

$$\frac{1}{2} \{u\}^T \left[ \int_V \left( [B]^T E [B] \right) dV \right] \{u\} = \frac{1}{2} \{u\}^T \{f\}. \quad (2.16)$$

В результате получим

$$[k] \{u\} = \{f\}, \quad (2.17)$$

где  $[k]$  – матрица жесткости элемента вида

$$[k] = \int_V \left( [B]^T E [B] \right) dV, \quad (2.18)$$

где  $E$  – модуль упругости, постоянный по всей длине конечного элемента.

Формула для матрицы жесткости в общем виде (2.18) может быть использована для различных типов элементов. В частности, для стержневого элемента после подстановки по (2.11) в (2.18) получаем

$$[k] = \int_0^L \begin{Bmatrix} -1/L \\ 1/L \end{Bmatrix} E \begin{bmatrix} -1/L & 1/L \end{bmatrix} V_s dx = \frac{E V_s}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}. \quad (2.19)$$

Легко видеть, что полученное выражение полностью совпадает с (2.6).

Формулу для матрицы жесткости в виде (2.18) можно получить, используя другие физико-математические подходы, например, основываясь на принципе минимума потенциальной энергии.

Теперь перейдем к рассмотрению функции формы для построения матрицы жесткости более сложных элементов.

Перепишем формулу (2.9) в обобщенном виде

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & \dots \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \dots \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

или используя сокращенную запись

$$\{u\} = [N] \{d\},$$

где  $[N]$  – матрица функции формы;

$\{u\}$  – вектор смещений в любой точке элемента;

$\{d\}$  – вектор перемещений узлов.

Естественно, следует учитывать, что перемещения в направлении  $u$  в произвольной точке внутри элемента зависят только от  $u$ -перемещений узлов. Аналогично, перемещения в направлении  $v$  зависят только от  $v$ -перемещений узлов.

Учитывая связь между деформациями и смещениями, определение вектора деформаций можно записать следующим образом

$$\{\varepsilon\} = [D]\{u\} = [D][N]\{d\} = [B]\{d\}, \quad (2.21)$$

где  $[B] = [D][N]$  – матрица дифференцирования перемещений.

Энергию деформации такого конечного элемента по аналогии с (2.13) можно записать в следующем виде

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2} \int_V \sigma^T \{\varepsilon\} dV = \frac{1}{2} \int_V (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \tau_{xy} \gamma_{xy}) dV = \frac{1}{2} \int_V ([E]\{\varepsilon\})^T \{\varepsilon\} dV = \\ &= \frac{1}{2} \int_V \left( \{d\}^T [E] \{d\} \right) dV = \frac{1}{2} \{d\}^T \int_V ([B]^T E [B]) dV \{d\} = \frac{1}{2} \{d\}^T [k] \{d\}. \end{aligned} \quad (2.22)$$

Из этого выражения получаем формулу для матрицы жесткости произвольного плоского элемента

$$[k] = \int_V ([B]^T E [B]) dV. \quad (2.23)$$

Следует понимать, что в отличие от линейного элемента, в данном случае,  $[E]$  – матрица и ее вид определяется формулами для плоского напряженного состояния и плоской деформации, соответственно.

Матрица жесткости  $[k]$  является симметричной, поскольку симметричной является матрица  $[E]$ . Кроме того, следует помнить, что для конкретного материала матрица жесткости может зависеть только от матрицы дифференцирования перемещений  $[B]$ . Матрица  $[B]$ , в свою очередь, зависит от функций формы  $N$ . Таким образом, точность отображения характеристик натурального объекта конечно-элементной моделью зависит от функции формы или, проще говоря, от вида выбранных конечных элементов.

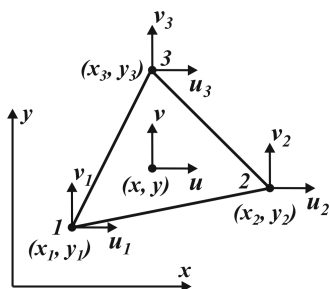


Рис. 2.2. Линейный плоский треугольный элемент

## 2.2. ОПИСАНИЕ «ПРОСТЫХ» КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

С точки зрения рассмотрения физики процесса, полноты и в тоже время простоты математического описания для задач геомеханики наиболее приемлемым является плоский треугольный конечный элемент [2, 6]. Элемент (рис. 2.2) имеет три узла, каждый узел имеет две степени свободы, то есть может перемещаться вдоль осей  $x$ ,  $y$ . Предположим, что смещения  $u$ ,  $v$  любой точки внутри элемента являются линейными

функциями координат этой точки

$$u = b_1 + b_2x + b_3y; v = b_4 + b_5x + b_6y, \quad (2.24)$$

где  $b_i, i = 1, 2, \dots, 6$  – константы.

Для малых деформаций и смещений должны выполняться следующие зависимости

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}. \quad (2.25)$$

Теперь из (2.24), учитывая выражения (2.25), получаем уравнения для деформаций

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = b_2, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = b_6, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = b_3 + b_5. \quad (2.26)$$

Из уравнений (2.26) следует, что деформации не зависят от координат точки, то есть являются постоянными в пределах элемента. В связи с этим такой линейный трехузловой элемент получил название «элемента постоянных деформаций».

При этом, перемещения самих узлов должны быть описаны уравнениями (2.24), при этом вместо  $x$  и  $y$  должны быть подставлены соответствующие координаты узлов  $(x_i, y_i)$ . Получаем систему шести уравнений, из которой определим шесть искомых коэффициентов  $b_i$

$$\begin{aligned} u_1 &= b_1 + b_2x_1 + b_3y_1; \\ u_2 &= b_1 + b_2x_2 + b_3y_2; \\ &\dots \\ v_3 &= b_4 + b_5x_3 + b_6y_3. \end{aligned} \quad (2.27)$$

Решая эту систему уравнений, получим выражения для  $b_1, \dots, b_6$  в зависимости от перемещений узлов и их координат.

Окончательно для перемещений точек в пределах элемента имеем

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix}, \quad (2.28)$$

где  $N_i$  – линейные функции формы по  $x, y$  вида

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{2V_t} [(x_2 y_3 - x_3 y_2) + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y]; \\
 N_2 &= \frac{1}{2V_t} [(x_3 y_1 - x_1 y_3) + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y]; \\
 N_3 &= \frac{1}{2V_t} [(x_1 y_2 - x_2 y_1) + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y],
 \end{aligned} \tag{2.29}$$

где  $V_t$  – площадь треугольного элемента.

Объединив (2.25), (2.28) и (2.29), получаем

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [B] \{d\} = \frac{1}{2V_t} \begin{bmatrix} y_{23} & 0 & y_{31} & 0 & y_{12} & 0 \\ 0 & x_{32} & 0 & x_{13} & 0 & x_{21} \\ x_{32} & y_{23} & x_{13} & y_{31} & x_{21} & y_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix}, \tag{2.30}$$

где  $x_{ij} = x_i - x_j$ ,  $y_{ij} = y_i - y_j$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ).

Из (2.30) следует, что деформации постоянны в точках внутри конечного элемента. Следовательно, и напряжения во всех точках внутри элемента постоянны. Учитывая эти свойства данного типа элемента, следует применять его в областях, где отсутствует значительный градиент напряжений. Применительно к задачам геомеханики можно сказать, что применение линейных конечных элементов оправдано на периферии расчетной области. В некоторых случаях возможно использование данного типа элемента для проведения предварительных, оценочных вычислительных экспериментов.

На основании (2.23) получим выражение для матрицы жесткости треугольного элемента с прямолинейными границами

$$[k] = tV_t ([B]^T E [B]), \tag{2.31}$$

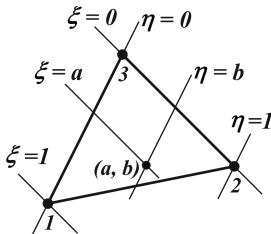


Рис. 2.3. Треугольный элемент в локальной системе координат

где  $t$  – толщина элемента. В этом уравнении  $[k]$  представляет собой симметричную матрицу размеров  $6 \times 6$ .

Как видно из уравнений (2.29), для плоского треугольного элемента в глобальной системе координат  $x, y$  функции формы  $N_i$  представляют собой достаточно сложные выражения. Эти уравнения существенно упрощаются, если ввести локальную систему координат  $\xi, \eta$ , как показано на рис. 2.3. Тогда функции формы приобретают сле-

дующий вид

$$N_1 = \xi, \quad N_2 = \eta, \quad N_3 = 1 - \xi - \eta. \quad (2.32)$$

При этом  $N_1 + N_2 + N_3 = 1$ , откуда следует, что первое условие существования функции формы выполняется в данном случае.

Кроме того, функции формы (2.32) вдоль каждого из сторон треугольного элемента ведут себя точно так же, как и в одномерном случае:  $N_i = 1$  в узле  $i$ ;  $N_i = 0$  во всех остальных узлах и линейно изменяется вдоль стороны элемента. График изменения функции формы приведен на рис. 2.4, аналогично себя ведут  $N_2$  и  $N_3$ .

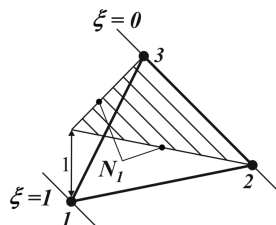


Рис. 2.4. Изменение функции формы в линейном элементе

Установим связь между глобальной и локальной координатными системами для случая плоских треугольных элементов. Соотношения между координатами задаются следующими уравнениями

$$x = x_{13}\xi + x_{23}\eta + x_3; \quad y = y_{13}\xi + y_{23}\eta + y_3, \quad (2.33)$$

где  $x_{ij} = x_i - x_j$ ,  $y_{ij} = y_i - y_j$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ).

Смещения можно описать как функции координат глобальной или локальной систем координат. Известно, что перевод из локальной в глобальную систему координат осуществляют с помощью матрицы Якоби  $[J]$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{Bmatrix}. \quad (2.34)$$

Теперь из (2.33) путем непосредственного дифференцирования получим:

$$[J] = \begin{bmatrix} x_{13} & y_{13} \\ x_{23} & y_{23} \end{bmatrix}; \quad [J]^{-1} = \frac{1}{2V_t} \begin{bmatrix} y_{23} & -y_{13} \\ -x_{23} & x_{13} \end{bmatrix}, \quad (2.35)$$

где  $2V_t = \det[J] = x_{13}y_{23} - x_{23}y_{13}$ .

Объединяя (2.34), (2.35), (2.28) и (2.32), получим



$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2V_t} \begin{bmatrix} y_{23} & -y_{13} \\ -x_{23} & x_{13} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2V_t} \begin{bmatrix} y_{23} & -y_{13} \\ -x_{23} & x_{13} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 - u_3 \\ u_2 - u_3 \end{Bmatrix}. \quad (2.36)$$

Аналогично имеем

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2V_t} \begin{bmatrix} y_{23} & -y_{13} \\ -x_{23} & x_{13} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 - v_3 \\ v_2 - v_3 \end{Bmatrix}. \quad (2.37)$$

Используя (2.36), (2.37) и связь между векторами перемещений и деформаций (2.21), получим выражение для матрицы дифференцирования перемещений

$$[B] = \frac{1}{2V_t} \begin{bmatrix} y_{23} & 0 & y_{31} & 0 & y_{12} & 0 \\ 0 & x_{32} & 0 & x_{13} & 0 & x_{21} \\ x_{23} & y_{23} & x_{13} & y_{31} & x_{21} & y_{12} \end{bmatrix}. \quad (2.38)$$

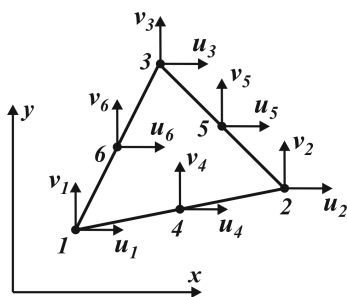


Рис. 2.5. Квадратичный  
треугольный конечный  
элемент

Как видим, данное уравнение полностью совпадает с выражением, полученным с использованием глобальной системы координат (2.30).

Использование квадратичного конечного элемента позволяет значительно повысить точность расчетов поля перемещений в зонах со значительной концентрацией и градиентом внутренних усилий. В отличие от линейного треугольного элемента, этот элемент имеет 6 узлов (рис. 2.5): три узла, расположенных по углам элемента, и три узла – посередине сторон. Каждый узел, как и в линейном элементе, имеет две степени свободы. В данном случае

смещения точек элемента должны выражаться квадратичными функциями их координат

$$\begin{aligned} u &= b_1 + b_2x + b_3y + b_4x^2 + b_5yx + b_6y^2; \\ v &= b_7 + b_8x + b_9y + b_{10}x^2 + b_{11}yx + b_{12}y^2, \end{aligned} \quad (2.39)$$

где  $b_i$  ( $i = 1, 2, \dots, 12$ ) – константы.

Из (2.39) просто вычислить деформации:

$$\begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial x} &= \varepsilon_x = b_2 + 2b_4x + b_5y; \\ \frac{\partial y}{\partial x} &= \varepsilon_y = b_9 + b_{11}x + 2b_{12}y; \\ \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} &= \gamma_{xy} = (b_3 + b_8) + (b_5 + 2b_{10})x + (2b_6 + b_{11})y. \end{aligned} \quad (2.40)$$

Как видно, в пределах данного элемента деформации являются линейными функциями координат. Таким образом, шестиузловой треугольный элемент позволяет более точно описывать поля напряжений и деформаций, чем трехузловой. В локальной координатной системе шесть функций формы этого элемента будут выглядеть следующим образом

$$\begin{aligned} N_1 &= \xi(2\xi - 1); \quad N_2 = \eta(2\eta - 1); \quad N_3 = \zeta(2\zeta - 1); \\ N_4 &= 4\xi\eta; \quad N_5 = 4\eta\zeta; \quad N_6 = 4\xi\zeta, \end{aligned} \quad (2.41)$$

где  $\zeta = 1 - \xi - \eta$ .

Каждая из шести функций формы в (2.41) является квадратичной функцией локальных координат, но так же как и в случае линейного элемента, в узле  $N_i = 1$  и  $N_i = 0$  – в остальных узлах (2.16).

Используя введенные в (2.41) функции формы, смещения в любой точке элемента можно записать через смещения узлов следующим образом

$$u = \sum_{i=1}^6 N_i u_i, \quad v = \sum_{i=1}^6 N_i v_i. \quad (2.42)$$

Матрица жесткости для конечного элемента по-прежнему представляет собой обобщенный вид (2.23), но в данном случае выражение  $[B]^T [E][B]$  будет иметь квадратичную зависимость от координат  $x, y$ .

### 2.3. ЗАДАНИЕ НАГРУЗКИ НА УЗЛАХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В большинстве случаев при решении задач геомеханики на элементы расчетной области действуют поверхностные или объемные усилия. В отличие от сосредоточенных нагрузок, в точке приложения которых можно расположить узел конечного элемента, такие усилия необходимо преобразовывать к виду, использование которого возможно в МКЭ.

Как поверхностные, так и объемные силы являются видами распределенной нагрузки, которая в соответствии с принципами метода конечных элементов не может быть непосредственно приложена к конечному элементу

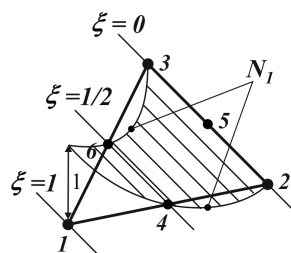


Рис. 2.6. График квадратичной функции формы

ту, а должна быть трансформирована к его узлам. Приведение распределенной нагрузки к узлам основано на анализе распределения энергии упругих деформаций.

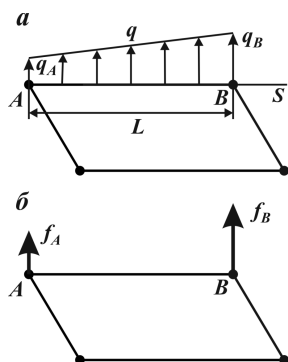


Рис. 2.7. Схема преобразования внешней нагрузки

Простейшим вариантом применения правил трансформации распределенных нагрузок является преобразование осевой нагрузки для одномерного стержневого элемента [10]. В этом случае равномерно распределенная нагрузка интенсивности  $q$ , приложенная вдоль оси элемента длиной  $L$ , заменяется двумя сосредоточенными силами  $qL/2$ , приложенными к узлам таким образом, чтобы работа распределенной и сосредоточенных сил при деформировании была одинаковой.

Рассмотрим правило трансформации поверхностной нагрузки, наиболее часто встречающейся при постановке задач геомеханики, равномерно распределенной вдоль стороны четырехугольного конечного элемента (рис. 2.7). Предположим, что

линейно распределенная поперечная нагрузка приложена к стороне  $AB$  линейного четырехугольного элемента (см. рис. 2.7, а). Введем локальную координату  $S$  вдоль стороны  $AB$  и затем запишем выражение для работы распределенной нагрузки  $q$

$$W_q = t \int_0^L u_n(s) q(s) ds, \quad (2.43)$$

где  $t$  – толщина элемента;

$L$  – длина его стороны, вдоль которой приложена нагрузка;

$u_n$  – величина составляющей перемещения, нормальной к стороне приложения нагрузки.

Для линейного четырехугольного элемента с учетом (2.1) получаем

$$u_n(s) = \left(1 - \frac{s}{L}\right) u_{nA} + \frac{s}{L} u_{nB}. \quad (2.44)$$

Линейная поперечная нагрузка может быть описана аналогичной формулой

$$q_n(s) = \left(1 - \frac{s}{L}\right) q_{nA} + \frac{s}{L} q_{nB}. \quad (2.45)$$

Таким образом, для работы, выполняемой приложенной нагрузкой, имеем

$$\begin{aligned}
 W_q &= t \int_0^L \left( [u_{nA} \ u_{nB}] \begin{Bmatrix} 1-s/L \\ s/L \end{Bmatrix} \right) \left( [1-s/L \ s/L] \begin{Bmatrix} q_A \\ q_B \end{Bmatrix} \right) ds = \\
 &= [u_{nA} \ u_{nB}] t \int_0^L \begin{bmatrix} (1-s/L)^2 & (s/L)(1-s/L) \\ (s/L)(1-s/L) & (s/L)^2 \end{bmatrix} ds \begin{Bmatrix} q_A \\ q_B \end{Bmatrix} = \\
 &= [u_{nA} \ u_{nB}] \frac{tL}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_A \\ q_B \end{Bmatrix}.
 \end{aligned} \tag{2.46}$$

Теперь находим вектор эквивалентной нагрузки в узлах (см. рис. 2.7, б)

$$\begin{Bmatrix} f_A \\ f_B \end{Bmatrix} = \frac{tL}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_A \\ q_B \end{Bmatrix}. \tag{2.47}$$

Для квадратичных элементов с промежуточным узлом посередине стороны распределенная нагрузка перераспределяется не по двум узлам, а по всем трем. Аналогичным способом приводиться к узлам и распределенная нагрузка, касательная к границе, и объемная нагрузка.

Напряжения в точках элемента вычисляются по следующей формуле

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [E] \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [E][B]\{d\}, \tag{2.48}$$

где  $[B]$  – матрица дифференцирования перемещений;

$\{d\}$  – вектор смещений узлов, которые должны быть известны для каждого из видов примененных элементов после решения глобальной системы уравнений.

### 3. КРИТЕРИИ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ МОДЕЛИРОВАНИИ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРЕЩИН В ПОРОДНЫХ СЛОЯХ ГОРНОГО МАССИВА

Для проведения расчетов по определению напряженно-деформированного состояния необходимо проведение предварительных исследований, которые заключаются в определении механических свойств материалов и характеристик взаимодействия элементов конструкций. Последующие расчеты позволяют оценить эволюцию деформаций вплоть до наступления разрушения. Однако само по себе знание НДС не позволяет определить наступило или нет недопустимое предельное состояние. Поэтому, в качестве предельного состояния проще рассматривать начало неустойчивого роста трещины, которая по предположению исследователя уже существует в элементе расчетной области. Определение начала роста трещины предполагает определение критического состояния равновесия в соответствии с критериями механики разрушения [11, 12]. Критериев разрушения достаточно много, однако реально в расчетах используется ограниченное их количество [13-15]. Наиболее доступными считаются следующие – инвариантный энергетический интеграл; коэффициент интенсивности напряжений и раскрытие трещины в ее вершине.

#### 3.1. КРИТИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ РАВНОВЕСИЯ

В самом общем виде, критерий разрушения записывают как

$$F(p, l) \leq F_c. \quad (3.1)$$

Символом  $F(p, L)$  обозначают критериальную величину, зависящую от внешней нагрузки  $p$  и длины трещины  $l$ . Рост внешней нагрузки или длины трещины приводит к росту критериальной величины. Величина  $F_c$  определяется экспериментально, как правило, для конкретного материала является константой, которая оценивает сопротивление материала росту трещины, то есть его трещиностойкость [16].

Если в (3.1) математически определяется знак меньше, то это значит, что трещина не растет; знак равенства – наступает критическое состояние равновесия. Равенство можно преобразовать в неравенство, разделив правую часть выражения на число большее единицы. Это число, называемое коэффициентом запаса прочности  $n$ , и вводят его для определения допустимого состояния, при котором величина  $F(p, L)$  окажется меньше характеристики трещиностойкости  $F_c$  в  $n$  раз.

Когда при определении величин, входящих в (3.1), пластическая зона у вершины трещины не возникает или игнорируется, тогда речь идет о линейной механике разрушения. В случае невозможности игнорирования пластических деформаций, речь идет о нелинейной механике разрушений.

Предельное состояние является критическим в том смысле, что критерий разрушения уже удовлетворен и трещина растет, то есть тело можно считать разрушенным. Как любое состояние равновесия, предельное может быть устойчивым или неустойчивым.

Критическая диаграмма разрушения, полученная по уравнению (3.1), представлена на рис. 3.1. Ее еще называют диаграммой остаточной прочности, поскольку показывает падение прочности детали из-за наличия трещины. В качестве детали рассмотрена часть тьюбинга, моделируемая как панель, подкрепленная стрингером, расположенным вдоль свободного края. Модель растягивается равномерно распределенным напряжением величиной  $\sigma = p$ .

Изменим вид выражения (3.1) на

$$F(p, L) - F_c = 0. \quad (3.2)$$

Полученное уравнение описывает линию остаточной прочности в системе «критическое напряжение – длина трещины» (см. рис. 3.1). При этом нагрузка и трещина оказываются критическими и их обозначения содержат специальный нижний индекс –  $p = p_c$  и  $l = l_c$ . Точки в координатной системе, располагающиеся ниже критической диаграммы, соответствуют обычному состоянию равновесия, при котором рост трещины не возможен. Точки выше линии диаграммы соответствуют неустойчивому состоянию трещины. Это означает, что трещина будет расти при постоянной нагрузке.

В случае  $\frac{\partial F(p, l)}{\partial l} \leq 0$ , ( $p = const$ ) или  $\frac{\partial F(l)}{\partial l} > 0$ ,

( $p = p(l)$ ) – решение уравнения (3.2) – трещина ус-

тойчива и для ее роста необходим рост нагрузки. То есть, хотя критическое состояние достигнуто и критерий разрушения удовлетворяется, рост трещины возможен только с ростом нагрузки, когда  $\frac{\partial F(p, l)}{\partial l} > 0$  и  $\frac{\partial p(l)}{\partial l} < 0$ , критическое состояние равновесия трещины неустойчиво и ее вершина, в закритическом состоянии, ускоряясь, неуправляемо движется.

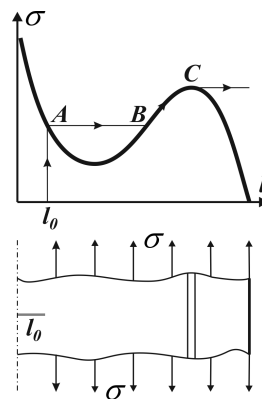


Рис. 3.1. Критическая диаграмма разрушения

Если уровень напряжений соответствует точке  $A$  (см. рис. 3.1), то магистральная трещина, появившаяся в тубинге, со временем будет медленно расти, пока не достигнет длины  $l_0$ . При постоянном нагружении видно, что незначительное приращение длины трещины приведет к наступлению закритического состояния, участок диаграммы  $AB$ , при котором  $F(p, l) > F_C$ . В начале этого отрезка предельное напряжение падает с ростом трещины. Откуда, при постоянном напряжении трещина оказывается в запредельном состоянии и, так как равновесия нет, то она скачком вырастает до длины, соответствующей точке  $B$ . Здесь трещина останавливается, так как состояние предельное. Но оно устойчиво и для роста трещины необходим прирост нагрузки. Если прикладываемое напряжение продолжает расти, то и длина трещины растет вплоть до точки  $C$ , где предельное состояние окажется не устойчивым, в связи с чем, трещина быстро пересечет оставшуюся часть тубинга и выйдет на его свободный край.

Когда напряжение будет достаточно высоким, выше напряжения в точке  $C$ , полное разрушение произойдет от коротких трещин, для которых разрушающее напряжение лежит в диапазоне  $\sigma_C < \sigma \leq \sigma_B$ . Легко видеть, что ребро жесткости (стрингер), поднимает величину разрушающего напряжения в определенном диапазоне длин трещин. Это решение позволяет затормозить трещину в случае, когда она растет при напряжениях ниже величины  $\sigma_C$ . Таким образом, построение критической диаграммы разрушения полезно, поскольку дает вполне ясную картину о возможностях наступления и предотвращения разрушений.

### 3.2. КОЭФФИЦИЕНТ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ

Геометрически вершина трещины представляет собой острый концентратор напряжений и деформаций. С позиции линеаризованной теории упругости трещина моделируется математически тонким разрезом, то есть в от-

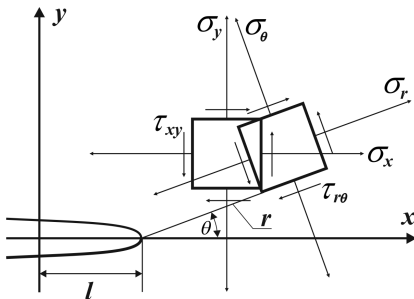


Рис. 3.2. Компоненты напряжений в вершине трещины

сутствии внешних нагрузок расстояние между его берегами равно нулю. Вершина трещины – конец этого разреза, является особой точкой, поскольку решения теории упругости для напряжений и деформаций в этой точке стремятся к бесконечности. Это ясно и из общеинженерных представлений, поскольку радиус кривизны в конце разреза стремится к нулю. По любому направлению от вершины трещины напряжения и деформации быстро падают и это падение обратно пропорцио-

нально корню квадратному из расстояния от вершины трещины (рис. 3.2), то есть

$$\sigma_{ij} = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}(\theta) \text{ и } \varepsilon_{ij} = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \psi_{ij}(\theta), \quad (3.3)$$

где  $r, \theta$  – полярные координаты с полюсом в вершине трещины;

$i, j$  – индексы, которые принимают значения  $r, \theta$  или  $x, y$ .

Коэффициент интенсивности напряжений  $K$  – характеризует величину напряжений и деформаций в ближайшей окрестности вершины трещины. Формулы (3.3) носят название асимптотических, поскольку они выделены из общего решения для всего тела, из-за расстояния  $r$ , стоящего в знаменателе [17]. Когда  $r$  уменьшается, то асимптотические напряжения существенно возрастают по сравнению с напряжениями регулярными. То есть, в (3.3) регулярные составляющие напряжений и деформаций отброшены.

Перемещения не имеют особенности у вершины трещины и асимптотические формулы для перемещений выглядят так

$$u_i = \frac{K}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} F_i(v, \theta), \quad (3.4)$$

где  $G$  – модуль упругости при сдвиге;

$\nu$  – коэффициент Пуассона.

Выражения (3.3) и (3.4) открывают путь к прямому определению коэффициента интенсивности напряжений по полю напряжений или перемещений. Поскольку градиент напряжений велик, а перемещения ведут себя более гладко с изменением расстояния  $r$ , то и определение коэффициента интенсивности напряжений с помощью напряжений является решением с большими погрешностями, нежели решение по перемещениям.

Теперь рассмотрим три вида коэффициента интенсивности напряжений [15], каждый из которых соответствует отдельному типу деформации трещины (рис. 3.3).

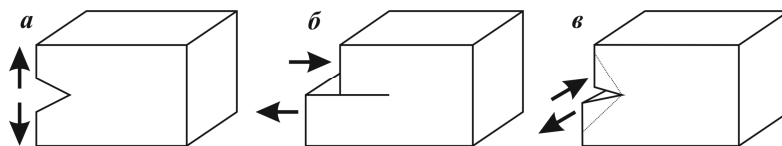


Рис. 3.3. Основные типы трещин: а) трещины отрыва; б) поперечного сдвига; в) продольного сдвига

Симметричное деформирование трещины отрыва описывается коэффициентом  $K_I$ . Физическая суть такого деформирования состоит в перемещении берегов трещины вдоль нормали к ее исходной поверхности (см. рис 3.3, а).



При достижении некоей предельной величины  $K_{IC}$  материал прекращает сопротивляться отрыву, отсюда получаем критерий разрушения Ирвина

$$K_I \leq K_{IC}. \quad (3.5)$$

Критический коэффициент интенсивности напряжений  $K_{IC}$ , называемый вязкостью разрушения, представляет собой механическую характеристику материала, оценивающую его сопротивление распространению трещины при хрупком разрушении.

Коэффициент  $K_{II}$  отражает обратно симметричное нагружение относительно линии трещины – деформация сдвига происходит поперек фронта трещины (см. рис 3.3, б). Такой тип развития трещины называют трещиной поперечного сдвига. Поверхности трещины скользят одна по другой, без раскрытия между ними. Предел сопротивления материала такому виду деформации обозначают  $K_{IIC}$ . Соответственно, критерий разрушения имеет вид

$$K_{II} \leq K_{IIC}, \quad (3.6)$$

где  $K_{IIC}$  – вязкость разрушения для трещины поперечного сдвига.

Для трещины третьего типа, коэффициент  $K_{III}$  отражает обратно симметричное нагружение вдоль фронта трещины – деформация сдвига параллельна фронту трещины (см. рис 3.3, в). Это трещины продольного сдвига. Критерий разрушения соответственно примет вид

$$K_{III} \leq K_{IIIC}, \quad (3.7)$$

где  $K_{IIIC}$  – вязкость разрушения для трещины продольного сдвига.

Поскольку коэффициенты интенсивности напряжений являются результатом решения задач теории упругости, то для них справедлив принцип суперпозиции. То есть, произвольную нагрузку можно представить в виде комбинации симметричной и обратно симметричных компонент. Выполнив решение для каждого типа нагрузки, находим все три коэффициента отдельно.

Теперь видно, в выражении (3.1) в качестве критериальной величины  $F(p, l)$  выступают все три вида коэффициентов интенсивности напряжений. Явственно видна необходимость в делении деформации тела с трещиной на три типа, поскольку каждый вид деформации имеет собственную характеристику трещиностойкости ( $K_{IC}$ ,  $K_{IIC}$ ,  $K_{IIIC}$ ). В случае произвольной нагрузки, действующей на трещину, в пространстве коэффициентов интенсивности напряжений возникает предельная поверхность, уравнение которой имеет вид

$$\Phi(K_I, K_{II}, K_{III}, K_{IC}, K_{IIC}, K_{IIIC}) = 0. \quad (3.8)$$

Это уравнение можно записать иначе

$$\left(\frac{K_I}{K_{IC}}\right)^\alpha + \left(\frac{K_{II}}{K_{IIC}}\right)^\beta + \left(\frac{K_{III}}{K_{IIIC}}\right)^\gamma = 1, \quad (3.9)$$

где  $\alpha, \beta, \gamma$  – эмпирические величины, отражающие вклад каждого отдельно-го вида деформации в общее сопротивление материала росту трещины. Эта поверхность пересекает оси координат в точках, определяемых уравнения-ми (3.5) – (3.7). Начало координат соответствует ненапряженному телу, точ-ки внутри данной поверхности – безопасные состояния, а точки на поверх-ности – критические состояния.

Коэффициент интенсивности напряжений для плоского напряженного со-стояния связан с потоком энергии в вершину трещины  $G$  выражением

$$EG = K^2. \quad (3.10)$$

Для плоской деформации модуль упругости  $E$  следует увеличить до вели-чины  $E/(1-\nu^2)$ .

При одновременном наличии всех трех видов деформации берегов тре-щины, потоки энергии складываются

$$G = G_I + G_{II} + G_{III} = \frac{1-\nu^2}{E} (K_I^2 + K_{II}^2) + \frac{1+\nu}{E} K_{III}^2. \quad (3.11)$$

Для плоского напряженного состояния вместо выражения  $1-\nu^2$ , в уравнении (3.11), следует поместить единицу.

Запишем формулу податливости Ирвина

$$G = \frac{P^2}{2t} \frac{d\lambda}{dl}, \quad (3.12)$$

где  $P$  – сила, растягивающая деталь;

$t$  – толщина детали;

$l$  – длина трещины. Сила и вызываемые ею перемещения линейно свя-заны  $\Delta = \lambda P$  или  $P = k\Delta$ . Коэффициенты податливости  $\lambda$  и жесткости  $k$  об-ратно пропорциональны. Тогда, уравнение (3.12) можно записать в виде

$$G = -\frac{\Delta^2}{2t} \frac{dk}{dl}. \quad (3.13)$$

Выражение (3.12) справедливо при податливом нагружении, а выражение (3.13) применяется для жесткого нагружения.

Связь потока энергии  $G$  с коэффициентом интенсивности напряжений  $K$  выражением (3.10) дает возможность определения коэффициента интен-сивности через поток энергии, если есть возможность вычисления произ-

водной  $d\lambda/dl$ .

Для определения коэффициентов интенсивности напряжений в вычислительных экспериментах сразу вводят корневую особенность вида (3.3). Однако, в расчетных областях могут присутствовать острые концентраторы напряжений с особенностью, отличной от корневой. В случае поверхности, ослабленной угловым вырезом, когда угол  $\psi$  между сторонами выреза стремиться к нулю, получаем трещину. Если  $\psi$  отличен от нуля, то тогда напряжение в окрестности вершины выреза равно

$$\sigma_y = \frac{K_\gamma}{\sqrt{2\pi r^\gamma}}, \quad (3.14)$$

где  $r$  – расстояние вдоль оси симметрии от вершины выреза;

$\gamma = \gamma(\psi)$  – показатель сингулярности НДС в окрестности выреза.

Показатель особенности  $\gamma$  с ростом угла раскрытия выреза падает от 0,5 до нуля при гладкой границе области. Соответственно, размерность коэффициента  $K_\gamma$  зависит от угла раскрытия выреза  $\psi$  и трактовка этого коэффициента как механической характеристики становится неоднозначной. В таком случае расчеты выполняются при помощи критерия осреднения

$$\frac{1}{D} \int_0^D \sigma_y dr \leq \sigma_0, \quad (3.15)$$

где  $D$  – некая дистанция осреднения;

$\sigma_0$  – предельное напряжение.

Зачастую в пространственной задаче с криволинейным фронтом трещины особенность напряжений значительно отличается от корневой. В работе [15] показано, что в точке пересечения трещины особенность напряжений зависит от коэффициента Пуассона

$$\sigma \sim r^{-\left(\frac{1}{2} + 2\nu\right)}. \quad (3.16)$$

Это естественно, поскольку изменение вида напряженного состояния при переходе от глубинных точек фронта трещины к поверхностным зависит от стеснения деформации вдоль фронта трещины, а это неизбежно связано с коэффициентом Пуассона.

В работе [18] показано, что в условиях установившейся ползучести при антиплоском сдвиге асимптотика скоростей деформаций у вершины трещины зависит от угловой координаты  $\theta$ . Интенсивность скоростей деформации ползучести имеет вид  $\varepsilon \sim r^{-k}$ , причем  $k$  изменяется дискретно от единицы при  $\frac{\pi}{2} < \theta \leq \pi$  до 0,5 при  $0 \leq \theta < \frac{\pi}{2}$ , имея неопределенность при  $\theta = \frac{\pi}{2}$ .

Из всего выше приведенного видно, что численные методы по заранее созданным алгоритмам на основе определенных моделей отражают именно такую модель и не всегда способны обеспечить адекватность получаемых результатов для задач геомеханики.

### 3.3. ИНВАРИАНТНЫЙ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЙ ИНТЕГРАЛ

Баланс энергии для зоны расчетной области, непосредственно примыкающей к трещине, представляет собой разность энергий тела до и после малого приращения длины трещины и имеет вид

$$J = \int_{\Gamma} \left( W dy - \sigma_{ij} n_j \frac{du_i}{dx} ds \right), \quad (3.17)$$

где  $\Gamma$  – контур, охватывающий вершину трещины;

$W$  – удельная потенциальная энергия деформации;

$\sigma_{ij}$  и  $u_i$  – напряжения и перемещения вычисляются в точках контура  $\Gamma$ ,  $n_j$  – нормали в этих точках;

$ds$  – элемент длины контура (см. рис. 3.4). Начало координат  $(x, y)$  находится на линии трещины, совпадающей с осью  $x$ .

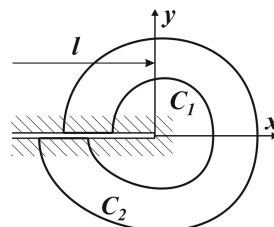


Рис. 3.4. Контур интегрирования вокруг вершины трещины

Нелинейность связи напряжения с деформацией трактуют не только как нелинейную упругость, но и как деформационную теорию пластичности. В этом случае, разгрузка в пластической зоне приводит к появлению необратимых деформаций [14]. Пластическая зона у вершины трещины при ее распространении неизбежно разгружается, поэтому в таких случаях использование  $J$ -интеграла невозможно.

Энергетический интеграл, иначе интеграл Черепанова-Райса, не зависит от выбора контура интегрирования и поэтому называется инвариантным. Но в случае наличия пластической зоны, окружающей вершину трещины, следует выбирать контур интегрирования внутри пластической зоны на расстоянии, равном не менее трех раскрытий трещины в вершине.

Этот интеграл можно представить через потенциальную энергию тела  $\Pi$  следующим образом

$$J = -\frac{1}{t} \frac{\partial \Pi}{\partial l}, \quad (3.18)$$

где  $t$  – толщина образца. Энергию  $\Pi$  выражают через площадь под диаграммой деформирования образца с трещиной (рис. 3.5).

Для податливого нагружения ( $P = const$ )

$$J = \frac{1}{t} \frac{\partial}{\partial l} \int_0^P v dP = \frac{1}{t} \int_0^P \frac{dv}{dl} \Big|_P dP. \quad (3.19)$$

Для жесткого нагружения ( $v = const$ )

$$J = -\frac{1}{t} \frac{\partial}{\partial l} \int_0^v P dv = \frac{1}{t} \int_0^v \frac{dP}{dl} \Big|_v dv. \quad (3.20)$$

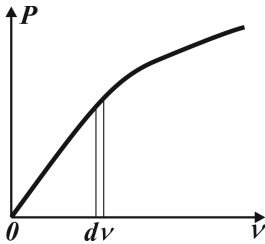


Рис. 3.5. Диаграмма деформирования

При малом приращении площади трещины энергия, получаемая как разность  $J$ -интеграла до и после приращения, расходуется на создание этого приращения. Обозначим  $J$ -интеграл в случае роста трещины в направлении оси  $x$  символом  $J_x$ , а при приращении длины трещины в направлении оси  $y$  символом  $J_y$ . Тогда направление роста трещины из вершины совпадает с вектором суммарного изменения энергии  $J$ , компоненты которого определяются следующим образом

$$J_x = \frac{(1+\nu)(1+k)}{4E} (K_I^2 + K_{II}^2), \quad J_y = -\frac{(1+\nu)(1+k)}{2E} K_I K_{II}, \quad (3.21)$$

где  $k = 3 - 4\nu$  для плоской деформации;

$k = (3 - \nu)/(1 + \nu)$  для плоского напряженного состояния;

$\nu$  – коэффициент Пуассона;

$E$  – модуль упругости.

В тех случаях, когда пластическим течением в окрестности вершины трещины пренебрегают, вычисление  $J$ -интеграла имеет смысл только для расчета по нему коэффициента интенсивности напряжений (3.10), поскольку в этом случае  $J = G$ . Учет пластического деформирования у вершины трещины приводит к тому, что  $J > G$  и появляется необходимость в проверке трещиностойкости конструкции по критерию разрушения нелинейной механики разрушения в виде

$$J \leq J_C. \quad (3.22)$$

## 4. МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗВИТИЯ ТРЕЩИН В ПОРОДНЫХ СЛОЯХ ПРИ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКОЙ ПОСТАНОВКЕ ЗАДАЧИ ГЕОМЕХАНИКИ

### 4.1. АППРОКСИМАЦИЯ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛА

При проведении расчетов с учетом пластических составляющих деформации материала возникает вопрос об учете взаимодействия напряжений и деформаций по нелинейному закону. Таким законом при проведении расчетов является диаграмма деформирования материала [12].

Эта диаграмма должна быть построена в истинных напряжениях и деформациях, в координатной системе «интенсивность напряжений – интенсивность деформаций». Обобщенная диаграмма деформирования считается справедливой для любых напряженных состояний в точке. Однако, разрушение «разрезает» эту диаграмму в разных точках в зависимости от вида напряженного состояния. Как правило, чем больше среднее напряжение по отношению к интенсивности, тем меньше интенсивность пластической деформации в момент разрушения.

Опишем интенсивность напряжений и деформаций через их главные компоненты

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} ; \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} . \quad (4.2)$$

Для большинства нехрупких материалов диаграмма деформирования, полученная экспериментально, при одноосном растяжении совпадает с обобщенной диаграммой. В упругой области уравнение обобщенной диаграммы имеет вид

$$\sigma_i^3 = G \varepsilon_i , \quad (4.3)$$

где  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  – модуль упругости при сдвиге, а для одноосного напряженного состояния это уравнение примет вид

$$\sigma_x = E \varepsilon_x . \quad (4.4)$$

Однако, для материалов, наиболее часто встречающихся при решении задач геомеханики, необходимо вводить в расчет реальную, экспериментально полученную диаграмму деформирования. Существует несколько методов ее

аппроксимации разной степени приближения. Достаточно часто используют приближенную билинейную диаграмму, описываемую формулами

$$\sigma = E\varepsilon \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_T; \quad \sigma = \sigma_T + E(\varepsilon - \varepsilon_T) \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_T, \quad (4.5)$$

где  $\sigma_T = E\varepsilon_T$  – определяет деформацию  $\varepsilon_T$  на пределе текучести  $\sigma_T$ ;

$E_T$  – модуль упрочнения в упругопластической области  $0 \leq E_T \leq E$ .  
Обычно допускают, что

$$E_T = \frac{\sigma_B - \sigma_T}{\varepsilon_B - \varepsilon_T}. \quad (4.6)$$

В областях упругих и малых упругопластических деформаций различие между условными и истинными напряжениями и деформациями незначительно. Когда пластические деформации превышают порог в пять процентов связь между напряжениями и пластическими деформациями необходимо представлять в истинных значениях [17]. Поэтому в формулу для  $E_T$  следует подставить истинные величины для предела прочности и соответствующей деформации, а именно,  $\sigma_B$  заменить на  $\sigma_B(1 + \varepsilon_B)$ , а деформацию  $\varepsilon_B$ , соответствующую пределу прочности, на  $\ln \frac{1}{1 - \psi_B}$ . В последнем выражении

$\psi_B$  – поперечное сужение, соответствующее пределу прочности. Для его определения имеются приближенные формулы

$$\psi_B = \psi_K \frac{\sigma_B - \sigma_{0,2}}{S_K - \sigma_{0,2}} \text{ или } \psi_B = \frac{\delta_5 - 0,1}{\delta_5 + 1}. \quad (4.7)$$

Поскольку  $\psi_B$  величина, редко определяемая, то модуль упрочнения  $E_T$  можно определить по истинному сопротивлению разрыву  $S_K$ . Если экспериментальные данные отсутствуют, то пользуются приближенными соотношениями: формула Марковца

$$S_K \cong \sigma_B(1 + 1,4\psi_K); \quad (4.8)$$

формула Соколова

$$S_K \cong \frac{\sigma_B}{\sqrt{1 - \psi_K}}, \quad (4.9)$$

где  $\psi_K$  – сужение шейки на момент разрыва.

Подставляя в (4.6) выражение для  $\varepsilon_B$  и (4.8), в итоге получим

$$E_T = \frac{\sigma_B(1 + 1,4\psi_K) - \sigma_T}{-\ln(1 - \psi_K) - \varepsilon_T}. \quad (4.10)$$

Другой метод – это полигональная аппроксимация диаграммы деформирования по координатам отдельных точек диаграммы. Для этого введем относительные координаты

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_T}; \quad \bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_T}. \quad (4.11)$$

Тогда упругая часть диаграмм описывается уравнением  $\bar{\sigma} = \bar{\varepsilon}$ . В каждом отдельном интервале деформаций  $\bar{\varepsilon}_n \leq \bar{\varepsilon} \leq \bar{\varepsilon}_{n+1}$  уравнение кривой деформирования может быть записана следующим образом:

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_n + \frac{\bar{\sigma}_{n+1} - \bar{\sigma}_n}{\bar{\varepsilon}_{n+1} - \bar{\varepsilon}_n} (\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}_n). \quad (4.12)$$

При этом кривая деформации описывается вписанной ломанной и на каждом интервале отображается прямой. На начальном участке диаграммы интервалы деформации обычно принимают не одинаковыми, а равными 1; 1,25; 1,5; 2; 3; 4; 5.

Хорошее соответствие результатам экспериментов дает степенная аппроксимация диаграммы деформирования (рис. 4.1)

$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &= \bar{\varepsilon} \quad \text{при } \sigma \leq \sigma_T; \\ \bar{\sigma} &= \bar{\varepsilon}^m \quad \text{при } \sigma > \sigma_T, \end{aligned} \quad (4.13)$$

где  $\varepsilon_T = E\sigma_T$ ;

$\sigma_T$ ; – расчетный предел пропорциональности.

На основании всего выше изложенного получаем выражение для описания показателя упрочнения

$$m = \frac{0,75 \lg \left[ \frac{\sigma_B}{\sigma_{0,2}} (1 + 1,4\psi_K) \right]}{\lg \left[ \frac{1}{0,002 + \sigma_{0,2} / E} \ln \frac{1}{1 - \psi_K} \right]}. \quad (4.14)$$

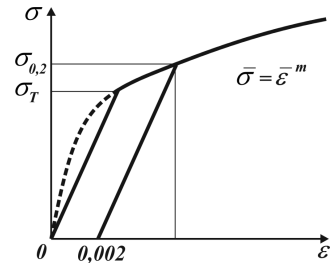


Рис. 4.1. Упрощенная диаграмма деформирования

Приведенные методики аппроксимации истинной диаграммы деформирования позволяют с высокой степенью точности описывать натурные упругопластические характеристики материалов, используемых в проведении расчетов по определению зон предельного и запредельного состояния в задачах геомеханики.



## 4.2. РАСЧЕТ ПРОЦЕССА РАЗВИТИЯ ТРЕЩИН НА ОСНОВЕ КОЭФФИЦИЕНТА ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ

### 4.2.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРЯМЫМИ МЕТОДАМИ

Напряжения и деформации в непосредственной близости от вершины трещины пропорциональны  $K/\sqrt{r}$ , где  $K$  – коэффициент интенсивности напряжений;  $r$  – расстояние выбранной точки от вершины. Определение коэффициентов интенсивности напряжений методом конечных элементов по напряжениям или перемещениям около вершины трещины называют прямыми методами [17, 19].

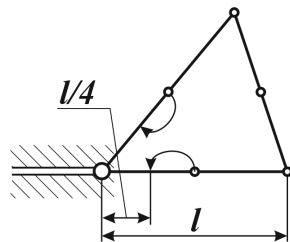


Рис. 4.2. Сдвиг узлов элемента для моделирования сингулярности напряжений в вершине трещины

При определении коэффициентов интенсивности напряжений с помощью МКЭ результат будет тем точнее, чем лучше будет смоделировано поле напряжений и деформаций в окрестности вершины трещины. Так как обычные конечные элементы строят на основе представления поля перемещений с помощью полинома с целыми степенями, то такое моделирование значительно затруднено. Это затруднение устраняется введением в сетку одного или нескольких особых элементов, моделирующих сингулярность напряжений.

Функции перемещений на основе (3.4) в пределах особого элемента содержат член, пропорциональный  $\sqrt{r}$ . Поэтому промежуточный узел изопараметрического квадратичного элемента располагают не посередине, а сдвинут на четверть длины стороны по направлению к вершине трещины (рис. 4.2). В результате распределение перемещений вдоль данной стороны описывается выражением

$$u_i = C_1 + C_2\sqrt{r} + C_3r. \quad (4.15)$$

Пусть  $u_i(0)$ ,  $u_i(L/4)$ ,  $u_i(L)$  – компоненты перемещения узлов в вершине трещины, промежуточного и углового соответственно (см. рис. 4.2). Здесь  $L$  – длина стороны, расположенной вдоль луча, начинающегося в вершине трещины, и координата  $r$ , которая отсчитывается от этой вершины. Тогда константы для распределения перемещений (4.15) будут записаны в виде

$$C_1 = u_i(0), \quad C_2 = \frac{1}{\sqrt{L}} [4u_i(L/4) - u_i(L) - 3u_i(0)];$$

$$C_3 = \frac{1}{L} [2u_i(L) - 2u_i(0) - 4u_i(L/4)]. \quad (4.16)$$

Величина  $C_1$  отражает перемещение вершины трещины,  $C_2$  – ту часть перемещения, которая соответствует асимптотике (3.4),  $C_3$  – постоянную деформацию и вращение тела как целого. Приравнивая второй член (4.15) выражению (3.4) и приняв  $u_i(0) = 0$ , получаем

$$K_I = \frac{2G\sqrt{2\pi}}{F_i(\theta)\sqrt{L}} [4u_i(L/4) - u_i(L)]. \quad (4.17)$$

Наиболее распространенный выбор функции перемещений в пределах элемента состоит в их параметрическом задании с помощью локальных координат следующим образом

$$u = \sum N_i(\xi, \eta) u_i, \quad (4.18)$$

где  $u$  – вектор перемещений в произвольной точке элемента с компонентами по осям  $u_x, u_y, u_z$  – перемещения узлов;

$N_i$  – интерполирующие функции.

Запишем выражения для функций формы линейного четырехугольного конечного элемента

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1 - \xi\xi_i)(1 - \eta\eta_i), \quad (4.19)$$

где  $\xi_i, \eta_i$  – локальные координаты узлов. Для этого элемента перемещения описываются линейными функциями координат.

Совмещение двух соседних узлов четырехугольного конечного элемента дает треугольный элемент (рис. 4.3). Для этого элемента распределение перемещений имеет вид

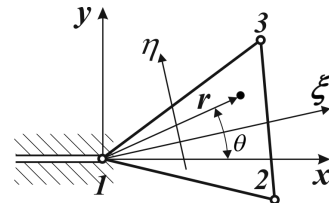


Рис. 4.3. Преобразование координат в треугольном конечном элементе

$$u = (1 - p)u_1 + \frac{1}{2} p(1 - \eta)u_2 + \frac{1}{2} p(1 + \eta)u_3, \quad (4.20)$$

где  $p = (1 + \xi)/2$ . В дальнейшем, заменяя параметр координаты  $p$  на  $p^\lambda$ , получим

$$u = (1 - p^\lambda)u_1 + \frac{1}{2} p^\lambda(1 - \eta)u_2 + \frac{1}{2} p^\lambda(1 + \eta)u_3, \quad (4.21)$$

где  $\lambda$  – степень асимптотики перемещений в окрестности вершины трещины.

При описании распределения перемещений в вершине трещины следует выбрать  $\lambda = 1/2$ . При этом

$$u = u_1 + \frac{L_2(u_2 - u_1) + L_3(u_3 - u_1)}{\sqrt{L_2 + L_3}}. \quad (4.22)$$

В этом уравнении  $L$  – координаты связаны с локальными координатами соотношениями  $L_2 = \frac{p}{2}(1 - \eta)$ ,  $L_3 = \frac{p}{2}(1 + \eta)$ .

Такие элементы используют при решении задач о трещине, вершина которой лежит на границе раздела двух сред с разными упругопластическими свойствами [19, 20]. Кроме того, эти элементы аппроксимируют любую асимптотику, задаваемую диаграммой деформирования при решении упругопластических задач.

Как показано выше, корневую для трещин асимптотику получают сдвигом узлов квадратичного изопараметрического конечного элемента в направлении вершины на четверть стороны элемента. Докажем это следующими рассуждениями. В обычном регулярном элементе параметр  $p$  задается выражением (4.20), а локальная  $\xi$  и глобальная  $x$  координаты, связаны линейным соотношением (рис. 4.4, а). Для сингулярного элемента типа (4.20), приняв  $\lambda = 1/2$ , получим  $p^\lambda = \sqrt{(1 + \xi)/2}$  при условии линейной пропорциональности координат  $\xi$  и  $x$ .

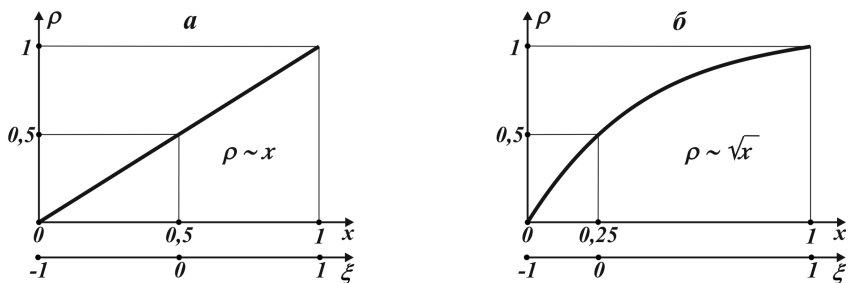


Рис. 4.4. Изменение параметра в квадратичных элементах:  
 а) обычном; б) сингулярном

Теперь сдвинем промежуточный узел в точку  $x = 0,25$ , оставляя функции формы неизменными. Тогда, хотя  $p$  и  $\xi$  связаны линейным соотношением (4.20), зависимость между  $\xi$  и  $x$  становится нелинейной. В результате, график  $p$  в зависимости от координаты  $x$  выглядит так, как показано на рис. 4.4, б. Поскольку перемещения  $u$  пропорциональны  $p$ , то достигнуто желаемое распределение перемещений. Смещением промежуточного узла можно моделировать асимптотики перемещений и в элементах, непосредственно не примыкающих к вершине трещины.

Приведем еще один подход к расчету  $K_I$  по перемещениям отдельных точек. В плоском бесконечном теле с трещиной длиной  $2l$  ( $|x| \leq l, y = 0$ ) при равномерном растяжении распределенной нагрузкой  $p$  поверхность трещины описывается уравнением эллипса

$$u_y(x, 0) = \frac{2p}{E} \sqrt{l^2 - x^2}, \quad (4.23)$$

где  $x, y$  – координаты с началом в середине трещины. Используя асимптотическую формулу (3.4) и с учетом  $\theta = \pi$ ,  $x = l - r$ ,  $F_y = K + 1$ , получим

$$u_y(r) = \frac{K_I}{2G} \sqrt{\frac{r}{2\pi} (K + 1)} \sqrt{1 - \frac{r}{2l}}. \quad (4.24)$$

Полученное уравнение совпадает с обычной асимптотикой при выполнении  $r \ll 2l$ . Для точек, расположенных на определенном удалении от вершины трещины, применение уравнения (4.24) повышает точность получаемых результатов. Это является определяющим фактором при использовании в моделировании простых конечных элементов.

Теперь рассмотрим метод весовых функций, используемый для расчета коэффициентов интенсивности напряжений. В основе данного подхода лежит энергетический критерий разрушения [5], который в интегральной форме выглядит так

$$\delta \int_0^l (2\gamma - p_i u_i) ds = 0, \quad (4.25)$$

где  $\gamma$  – удельная работа разрушения;

$p_i = -\sigma_{ij} n_j$ , где  $\sigma_{ij}$  – тензор напряжений по заданной внешней нагрузке в теле без трещины в точках на линии трещины с нормалью  $n_i$ ;

$u_i$  – компонента перемещения только от нагрузки  $p_i$  на линии берегов трещины;

$l$  – полудлина трещины в симметричной постановке задачи. В общем случае роста трещины поток упругой энергии в ее вершину может быть выражен с помощью следующей формулы

$$G = \frac{1-\nu}{2\mu} K_I^2 + \frac{1-\nu}{2\mu} K_{II}^2 + \frac{1}{2\mu} K_{III}^2. \quad (4.26)$$

Рассмотрим тело с одной трещиной и две системы нагрузок. К берегам трещины последовательно приложим нагрузки  $p_i^{(1)}$  и  $p_i^{(2)}$ . Приток энергии в вершину трещины будет определяться, с одной стороны, через коэффициенты интенсивности напряжений

$$G = G_I + G_{II} = \left[ \left( K_I^{(1)} + K_I^{(2)} \right)^2 + \left( K_{II}^{(1)} + K_{II}^{(2)} \right)^2 \right] / E, \quad (4.27)$$

с другой – через интегралы по поверхности трещины.

$$G = \frac{1}{2} \int_0^{l^+} p^* dx + \frac{1}{2} \int_0^{l^-} p^* dx, \quad (4.28)$$

где  $p^* = p_i^{(1)} \frac{\partial u_i^{(1)}}{\partial l} + p_i^{(2)} \frac{\partial u_i^{(2)}}{\partial l} + 2p_i^{(1)} \frac{\partial u_i^{(2)}}{\partial l}$ . Последние слагаемые в выражении для  $p^*$  обусловлены работой постоянных сил  $p_i^{(1)} dx$  на перемещениях  $u_i^{(2)}$ , вызванных силами  $p_i^{(1)} dx$ . Каждый коэффициент  $K_k^j (k, j = 1, 2)$  в выражении (4.27) соответствует одной из систем нагрузок  $p_i^{(j)}$ .

Приравнивая правые части выражений (4.27) и (4.28), получим связь между коэффициентами интенсивности напряжений от отдельного действия нагрузок, когда эти нагрузки приложены одновременно

$$\left( K_I^{(1)} K_I^{(2)} + K_{II}^{(1)} K_{II}^{(2)} \right) / E = \int_0^{l^+} p_i^{(1)} \frac{\partial u_i^{(2)}}{\partial l} dx + \int_0^{l^-} p_i^{(1)} \frac{\partial u_i^{(2)}}{\partial l} dx. \quad (4.29)$$

При симметричном нагружении  $K_{II} = 0$  получаем

$$K_I = \frac{E}{K_I^0} \int_0^l \sigma_{y(x)} \frac{\partial v^0(x, l)}{\partial l} dx, \quad (4.30)$$

где  $K_I$  – искомый коэффициент интенсивности напряжений от заданной нагрузки  $\sigma_{y(x)}$  на поверхности трещины;

$K_I^0$  и  $v^0$  – известные коэффициент интенсивности напряжений и смещения берегов трещины от эталонной нагрузки, распределенной по поверхности трещины. Причем, для данной нагрузки, геометрии тела и трещины величина

$$h(x, l) = \frac{E}{K_I^0} \frac{\partial v^0(x, l)}{\partial l}, \quad (4.31)$$

называемая весовой функцией, заранее вычислена и табулирована. Для получения коэффициента  $K_I$  остается проинтегрировать напряжение  $\sigma_{y(x)}$ , по области, занятой трещиной, и умножить на весовую функцию  $h(x, l)$ .

Получив с помощью метода конечных элементов значения напряжений и перемещений вблизи вершины, рассматриваемой трещины, находим коэффициенты интенсивности напряжений  $K_I$  и  $K_{II}$ . Легко видно, что достиг-

нуть приемлемых результатов в этом случае, возможно только с применением сингулярных конечных элементов.

При создании оптимальных дискретных моделей для расчета коэффициентов интенсивности напряжений для обеспечения точности результатов необходимо сгущать сетку в области вершины трещины [15]. В этом случае зачастую эффективно применение макроэлементов, которые используются для замещения любого изопараметрического элемента, как показано на рис. 4.5. Внутреннее строение таких элементов не регламентировано и выбирается исследователем в зависимости от особенностей каждого конкретного вычислительного эксперимента.

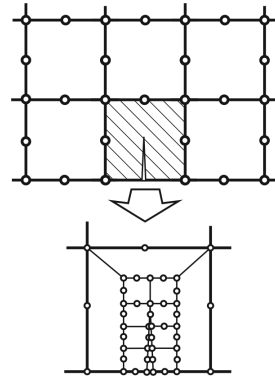


Рис. 4.5. Макроэлемент, описывающий трещину

#### 4.2.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

Кроме прямых методов определения коэффициента интенсивности в ряде случаев проведения расчетов эффективней является применение энергетических [19]. И методы основываются на использовании связи между инвариантным энергетическим интегралом  $J$ , производной потенциальной энергии тела  $\Pi$  по длине трещины  $l$  и коэффициентом интенсивности напряжений  $K_I$

$$J = -\frac{1}{t} \frac{\partial \Pi}{\partial l} = \frac{K_I^2}{E}, \quad (4.32)$$

где  $\bar{E}$  равно модулю упругости  $E$  для плоского напряженного состояния и равно  $E/(1-\nu^2)$  в условиях плоской деформации.

При вычислении производной необходимо иметь приращения дифференцируемой величины и длины трещины. Существует два способа определения приращения длины трещины [20]. Первый способ заключается в использовании метода податливости. В этом методе изменение длины происходит путем снятия степеней свободы в узлах, расположенных по линии трещины (рис. 4.6). В этом случае, пренебрегают влиянием роста трещины на распределение нагрузки. Решение выполняется для двух трещин длиной  $l$  и  $l + \Delta l$  с применением одной и той же сетки. Этот прием позволяет при дифференцировании исключить систематическую ошибку, а значит, повышает точность вычислений. Данный метод применяется, когда необходимо получить изменение коэффициента интенсивности напряжений в широком диапазоне длин исследуемых трещин.

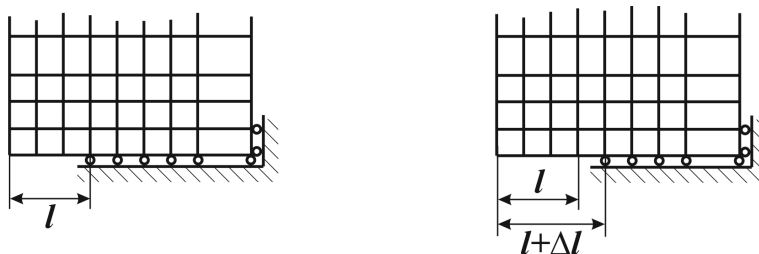


Рис. 4.6. Изменение длины трещины путем запрещения определенного числа степеней свободы на линии разреза при расчете по методу податливости

Данный метод не может применяться с использованием сингулярных конечных элементов, поскольку только при использовании простых элементов  $\Delta l$  настолько мало, что им можно пренебречь на других этапах расчета.

Второй способ – это метод смещения узла в вершине трещины. При вычислении производных, находящийся в вершине трещины узел смещают на предельно малую величину  $\Delta l$  вдоль линии трещины (рис. 4.7). В результате изменяется геометрия конечных элементов, примыкающих к трещине, и производные матриц подсчитывают по приближенным формулам. Однако этот метод не лимитирует использование обычных или сингулярных элементов.

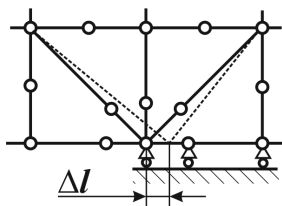


Рис. 4.7. Смещение узла элемента в вершине трещины

Следует напомнить, что часто для определения коэффициентов интенсивности напряжений используют энергетический инвариантный интеграл (3.17). Условия и особенности применения которого были описаны выше. В общем случае, для изопараметрических конечных элементов, матрицы жесткости численно интегрируются с использованием квадратурных формул Гаусса. Так как порядок элементов при вычислении матрицы жесткости и в энергетическом инвариантном интеграле совпадает, то становится возможным выбор контура интегрирования матрицы жесткости с использованием тех же правил интегрирования. В пространственных задачах в качестве контура интегрирования используется поверхность тора, окружающая фронт трещины. В этом случае результатом вычислений становится значение интеграла на единицу длины фронта трещины.

В ряде случаев, наиболее приемлемым методом получения значений коэффициентов интенсивности напряжений является применение интеграла закрытия трещины. Используемую в выражении (3.10) интенсивность освобождения упругой энергии  $G$  рассчитывают по работе усилий  $\sigma_y dx$  на перемещениях  $v$ , необходимой, чтобы уменьшить длину трещины на  $\Delta l$

$$G = \lim_{\Delta l \rightarrow 0} \frac{1}{2\Delta l} \int_0^{\Delta l} \sigma_y 2v dv \cong \lim_{\Delta l \rightarrow 0} \frac{F_l v_{l-\Delta l}}{\Delta l}, \quad (4.33)$$

где  $F_l$  – реакция в узле, расположенном на вершине трещины длиной  $l$ ;

$v_{l-\Delta l}$  – перемещения в узле, расположенном в  $l + \Delta l$  при длине трещины  $l$ .

Рассмотренные методики позволяют моделировать разрушение материалов при разнообразных условиях воздействия доминирующих нагрузок в локализованной зоне расчетной области. При этом возможно рассмотрение процессов разрушения описываемых различными физико-математическими методами, учитывающими отдельные особенности развития конкретной трещины.



## **5. ФОРМИРОВАНИЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ» ДЛЯ УСЛОВИЙ РАСЧЕТА НДС СОПРЯЖЕНИЯ ПОДГОТОВИТЕЛЬНОЙ ВЫРАБОТКИ И ОЧИСТНОГО ЗАБОЯ С УЧЕТОМ ОБРУШЕНИЯ КРОВЛИ**

Выполнение расчетов методом конечных элементов при моделировании нелинейных сред, находящихся под действием сложной нагрузки, является нетривиальной задачей. Большинство задач геомеханики относится именно к такому типу. В ходе их решения необходимо каждый раз выполнять доводку расчетной модели по нескольким параметрам, грубо говоря, выполняется многопараметрическая оптимизация в заранее неизвестном пространстве доступных решений.

Простейшим способом доводки расчетной модели является ее максимальное упрощение. Этот подход, в ряде случаев, обеспечивает получение быстрого результата вычислительного эксперимента. Однако, нельзя утверждать, что получаемые результаты являются полностью адекватными по качественным и количественным показателям.

Прежде всего, упрощение расчетной модели в задачах геомеханики связано и с исключением факторов нелинейности среды, и с изменением НДС системы во времени. Такие расчеты при помощи МКЭ требуют глубокого понимания законов поведения материалов под внешней нагрузкой и значительных вычислительных ресурсов. В результате, поведение системы «горный массив – крепь выработки» рассматривается как одномоментная модель физического объекта.

Однако, в реальных условиях эксплуатации подготовительных выработок напряжения и деформации в системе «горный массив-крепь выработки» не являются моментально зафиксированными. Наоборот, на всем протяжении эксплуатации горной выработки изменяются ее геометрические и механические показатели, поэтому распределение напряжений и деформаций необходимо рассматривать как процесс. Доводка такой расчетной модели требует значительных ресурсов времени и вычислительной мощности. Становится необходимым применение различных методов описания сложных физических явлений при описании материалов и взаимодействия отдельных объектов в пределах одной расчетной модели.

На данном этапе развития метода конечных элементов существует ряд программных продуктов, в состав которых входят расчетные комплексы, реализующие разнообразными математическими методами, описанными выше, широкий спектр физических задач. Такие комплексы обладают разной степенью универсальности и ориентируются на различные группы прикладных задач. Для решения задач геомеханики, в различных постановках,

обычно применяют SolidWorks Simulation (COSMOS/M), FLAC 2D/3D, ABAQUS и ANSYS.

В настоящее время самыми широкими возможностями по моделированию материалов, условий взаимодействия объектов, решения нелинейных задач и задач механики разрушения обладает ANSYS [21]. Так же этот программный продукт отличается высоким уровнем реализации вычислительных алгоритмов для различных условий поведения сред и других особенностей моделирования. Поэтому описанные ниже особенности реализации задачи геомеханики соответствуют подходам, реализованным в пределах вычислительного комплекса ANSYS.

### 5.1. ПОСТРОЕНИЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ РАСЧЕТНОЙ ОБЛАСТИ СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ»

Как было показано выше, основой адекватного и математически верного решения любой задачи при помощи сеточного численного метода является построение качественной расчетной сетки. В МКЭ – это создание конечно-элементной модели. В ходе этого этапа необходимо обеспечить два основных критерия: геометрическую точность описания объектов и выбор физически обоснованных параметров конечных элементов.

Геометрическая точность достигается выбором правильной комбинации геометрических мест узлов и форм конечных элементов. В современных программных продуктах процесс построения сетки конечных элементов в разной степени автоматизирован. Но, практически во всех из них, используется минимальный набор исходных условий, состоящий из: линейного размера конечного элемента и точности описания геометрии. Фактически эти параметры представляют собой усредненный линейный размер конечного элемента в выбранной системе координат и максимальное допустимое отклонение расчетного узла от поверхности или грани модели. При сложной геометрии, встречающейся в задачах геомеханики, манипулирование этими показателями не всегда может приводить к построению сетки [22]. При построении сетки в области контакта рамной крепи и контура выработки при большом линейном размере элемента и большом допуске нельзя получить точное описание геометрии рамы, а при малом линейном размере элемента и малом допуске размерность всей задачи может превосходить доступные вычислительные ресурсы.

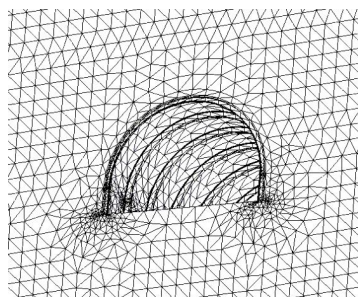


Рис. 5.1. Моделирование сетки для выработки, содержащей рамную крепь

Поэтому в ряде вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов, используют подход, связанный с изменением размеров конечных элементов в различных зонах моделируемого объекта. Таким образом, объекты, обладающие малыми линейными размерами (рис. 5.1) (анкера, элементы рамной крепи, ремонтины, рудничные стойки, механизированная крепь и т.п.), описываются конечными элементами малых размеров, а периферия расчетной области описывается элементами больших размеров. Это позволяет получить удовлетворительное описание геометрии и снизить общую размерность задачи.

Использование тетраэдров и параллелепипедов в качестве конечных элементов в пределах одной конечно-элементной модели позволяет наиболее адекватно реализовать поле напряжений при сложном нагружении. Элементы в виде параллелепипедов характеризуются высокой устойчивостью в вычислительном процессе и за счет охвата относительно большого размера расчетной области обеспечивают экономию вычислительных ресурсов. В тоже время, тетраэдры в качестве конечных элементов хороши в зонах с возможным высоким градиентом напряжений и зонах трещинообразования при решении задач механики разрушения.

Еще одна особенность создания конечно-элементной модели – это задание особых точек в расчетной области [22]. Такие точки показывают, где должен располагаться узел конечного элемента. Такой подход используют, чтобы с высокой степенью точности определить НДС в конкретной, критически важной, точке моделируемого объекта или чтобы изменить условия построения сетки для определенного элемента расчетной области. В обоих случаях грамотно выбранная особая точка позволяет существенно повысить адекватность получаемых результатов на различных шагах решения задачи.

К физическим параметрам конечного элемента следует относить его порядок и тип материала, описанного в нем [21]. Выбор порядка конечного элемента позволяет не только с высокой степенью точности описывать геометрические поверхности высоких порядков, но и производить адекватные расчеты в зонах больших градиентов напряжений и деформаций, возникающих в элементах крепи выработки и в горных породах, примыкающих к ее контуру.

Как известно, все описание физической среды в методе конечных элементов, сосредоточено в самом конечном элементе. По ходу вычислительного эксперимента необходимо выбрать наиболее подходящую для конкретного расчета физическую среду. На основе сделанного выбора описать нужные свойства материала или материалов, которые, в последствии, связать с конкретными конечными элементами, сгенерированными для расчетной модели. Наибольшую широту возможностей в этом направлении представляет редактор материалов комплекса ANSYS [21].

Универсальная программная система конечно-элементного анализа ANSYS, являясь одним из мировых лидеров в области компьютерного инжиниринга (CAE, Computer-Aided Engineering), обеспечивает возможность ре-

шения линейных и нелинейных, стационарных и нестационарных пространственных задач механики деформируемого твердого тела и механики конструкций. При этом ANSYS обладает широкими возможностями в решении нестационарных геометрически и физически нелинейных задач контактного взаимодействия элементов расчетной области.

Реализация средств ANSYS для описания отклика или реакции сложной системы на воздействия различной физической природы позволяет использовать одну и ту же модель для решения таких связанных задач, как прочность при тепловых нагрузках или влияние магнитных полей на прочность конструкции.

Бурный рост вычислительной техники в начале 70-х годов XX века позволил в значительной степени расширить возможности ANSYS. В систему внесли большое число изменений и были добавлены нелинейности различной природы, ввели возможность использования метода подконструкций, значительно расширили библиотеку конечных элементов.

При решении задач геомеханики эта программа предлагает достаточно широкий набор расчетных средств, которые позволяют:

- учесть разнообразные конструктивные нелинейности;
- решить самый общий случай контактного взаимодействия для пространственных тел сложной конфигурации;
- допускают наличие больших (конечных) деформаций, перемещений и углов поворота;
- выполнить многопараметрическую оптимизацию в интерактивном режиме;
- а также многое другое – вместе с параметрическим моделированием, адаптивным перестроением сетки, использованием  $p$ -элементов и обширными возможностями создания макрокоманд с помощью языка параметрического проектирования системы ANSYS – APDL.

Все функции, выполняемые программой ANSYS, объединены в группы, которые называются процессорами. Программный комплекс имеет один препроцессор, один процессор решения, два постпроцессора и несколько вспомогательных процессоров, с оптимизатором. Препроцессор ANSYS используется для создания конечно-элементной модели и выбора параметров для осуществления процесса решения. Процессор решения выполняет приложение нагрузок и граничных условий, а затем определяет отклик расчетной модели. Используя постпроцессор, получают доступ к результатам решения и оценки поведения расчетной модели, а также проводят дополнительные вычисления.

В ANSYS для всего набора сведений, относящихся к модели и результатам решения, используется одна, центральная, база данных (рис. 5.2). Сведения о модели записываются в эту базу данных на стадии препроцессорной подготовки. Нагрузки и результаты решения записываются процессором решения. Данные, полученные на основе результатов решения при их постпроцессорной обработке, записываются постпроцессором. Сведения, вне-

сенные одним из процессоров, доступны, при необходимости, для других процессоров.

При построении сетки высокого качества для CAD-моделей ANSYS использует многочисленные средства управления качеством сетки. В программном комплексе предусмотрено четыре способа генерации сетки: использование метода экструзии, создание упорядоченной сетки, создание произвольной сетки и адаптивное построение.

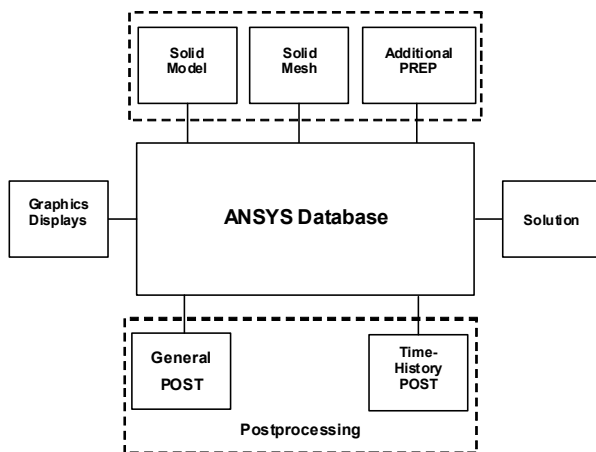


Рис. 5.2. Диаграмма связи центральной базы данных ANSYS

Генераторы произвольной сетки обладают широким набором внутренних и внешних опций управления качеством сетки. Так, например, реализован алгоритм разумного выбора размеров конечного элемента, позволяющий строить сетку элементов с учетом кривизны поверхности модели и наилучшего отображения ее реальной геометрии. Для более простых областей модели обычно используются

шестигранные элементы, а для остальных – тетраэдрные.

Переход от шестигранной сетки к четырехгранной с использованием пирамидальных элементов представляет собой ценное средство для моделирования геометрии на стыке областей с разной сеткой. Исследователь обладает возможностью автоматически состыковывать такие области без необходимости вводить условия-ограничения или пропускать срединные узлы элементов и избегать математических разрывов в искомым функциях.

Адаптивное построение сетки состоит в том, что после создания твердотельной модели и задания граничных условий, ANSYS генерирует конечно-элементную сетку и выполняет расчет на ее основе. Затем, оценивает, вносимую конечно-элементной моделью, ошибку и меняет размер сетки от решения к решению до тех пор, пока расчетная погрешность не станет меньше некоторой наперед заданной величины или пока не будет достигнуто установленное число итераций.

С помощью языка параметрического проектирования (APDL) в модуле твердотельного моделирования ANSYS выполняется параметризация модели. Параметры используются в качестве объектов, от которых зависит выполнение некоторой процедуры, они могут управлять геометрическими размерами модели, предоставляя возможность, по ходу вычислительного

эксперимента, менять размеры при последующем анализе. Атрибуты параметризации вносятся в *log*-файл, то есть файл в формате ASCII, который содержит всю введенную за время сеанса работы информацию. Значения параметров в этом файле можно изменить, а затем ввести новые данные в программу ANSYS для перестроения модели с исправленными размерами. Параметрический *log*-файл, который использует средства твердотельного моделирования программы ANSYS для создания расчетной модели, особенно удобен при оптимизации. Задавая размеры расчетной области через параметры, в процессе оптимизации можно изменять твердотельную и конечно-элементную модели. При этом, граничные условия прикладываются к новой расчетной модели автоматически.

Любой материал создается путем выбора из общего структурированного списка необходимых характеристик и присвоения им конкретных значений. Все возможные модели поведения физических сред или характеристики материалов разбиты на логические группы, выбор которых осуществляется, либо на основе исключения, либо на основе суперпозиции, все зависит от физической совместимости выбираемых параметров. В результате создается ряд электронных таблиц, связанных между собой по принципу перевернутого дерева. Основной таблицей здесь является сводный список выбранных характеристик конкретного материала.

Комбинация конкретных соотношений для условия текучести, закона течения и закона упрочнения определяет ту или иную модель пластического поведения материала. В ANSYS моделируются следующие типы пластического поведения: классическое линейное кинематическое упрочнение, полигональное кинематическое упрочнение, линейное изотропное упрочнение, полигональное изотропное упрочнение, анизотропное поведение, модели материалов Друкера-Прагера и Ананда. Кроме того, пользователь может задать свой вариант пластической модели.

Модель классического линейного кинематического упрочнения описывает поведение обычных металлических материалов, схематизированная диаграмма деформирования которых имеет упругий участок и участок линейного упрочнения. Эта модель применима к большинству обычных, изначально изотропных конструкционных металлов в области малых деформаций. Используется модифицированное условие текучести Мизеса и ассоциированный закон течения. Проявлением кинематического упрочнения является эффект Баушингера.

Модель полигонального кинематического упрочнения также относится к металлам, но в большей степени применима к тем из них, диаграмма которых имеет более одного линейного участка упрочнения. Эта модель использует схему наложения, или схему Бесселинга, для описания сложного полигонального поведения материала путем комбинирования отдельных откликов, полученных на основе более простых зависимостей «напряжение-деформация». Используется модифицированное условие текучести Мизеса и ассоциированный закон течения. Проявлением кинематического упрочне-

ния является эффект Баушингера.

Модель линейного изотропного упрочнения относится к обычным, широко применяемым металлическим материалам с линейным упрочнением. Применима к изотропным материалам и при значительных деформациях предпочтительнее модели с кинематическим упрочнением. Условие текучести Мизеса используются вместе с уравнениями теории течения Прандтля-Рейсса. Эффект Баушингера не учитывается.

Модель полигонального изотропного упрочнения описывает поведение обычных материалов, упрочняющихся с ростом деформаций, и описывает более точно при больших деформациях. Используется условие текучести Мизеса, эффект Баушингера не моделируется.

Модель анизотропного поведения описывает материалы, которые ведут себя различно при растяжении и сжатии или по-разному деформируются в разных направлениях. Применение изотропного упрочнения позволяет с помощью такой модели определить работу упрочнения в анизотропном материале. Используется модифицированное условие текучести Мизеса и ассоциированный закон течения.

Модель Друкера-Прагера применима к таким зернистым, гранулированным материалам, как горные породы, бетон или грунты. Используется условие текучести Мизеса, зависящее от среднего давления, чтобы моделировать увеличение предела текучести материала при всестороннем давлении. Закон течения может быть ассоциированным или неассоциированным. Упрочнение отсутствует.

Модель Ананда описывает поведение металлов при повышенных температурах, но может использоваться и при более низких. Это модель изотропного материала, упрочняющегося с ростом скорости нагружения; модель, которая обычно вводится заданием параметров состояния, а не с помощью кривой «напряжение-деформация». Модель Ананда использует условие текучести Мизеса с ассоциированным законом течения.

Модель пользователя может быть использована для задания любых реальных нелинейностей поведения материала. Подпрограмма, написанная пользователем на языке FORTRAN, вводится в программу ANSYS, и модель пользователя может использоваться наряду с другими.

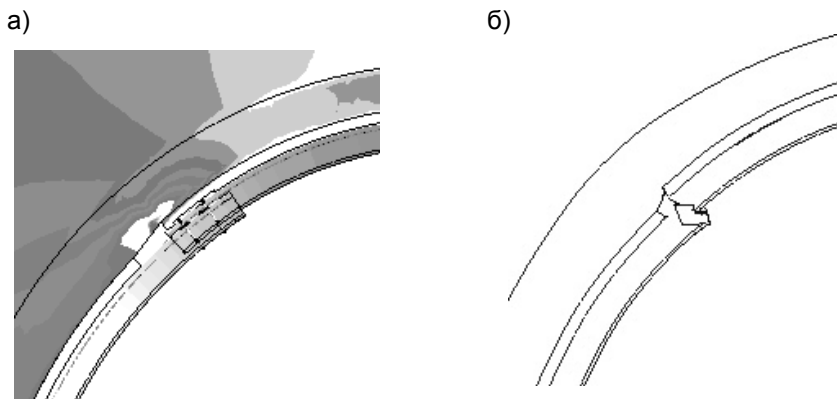
Выбор типа расчета определяет, какие из указанных характеристик материала, будут использоваться при построении матрицы жесткости конкретного конечного элемента.

## **5.2. ОСОБЕННОСТИ РЕШЕНИЯ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКОЙ ЗАДАЧИ С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ**

В ряде случаев, решение нелинейной задачи механики сплошной среды невозможно выполнить с применением одного вида расчетной модели, то есть речь идет о выполнении поставленной задачи в несколько взаимосвязанных

этапов [23]. В задачах геомеханики обычно таких этапов два, если не учитывать факторы исходной тектонической нагрузки, учета водопритока и т.п.

На первом этапе происходит определение напряжений и деформаций системы от статической нагрузки, показывается ее состояние на момент идеального контакта установленной крепи и контура выработки, образованного породами горного массива. Второй этап заключается в анализе процессов, происходящих в горном массиве с течением времени. К таким процессам относится реология пород.



**Рис. 5.3. Моделирование узла податливости рамной крепи:**  
а) геометрически точная модель; б) модель узла,  
обеспечивающая его подвижность без учета динамики

Поведение элементов рамной крепи (рис. 5.3) во многом зависит от условий постановки задачи. При упругой постановке моделирование срабатывания замка возможно только с учетом динамических составляющих, что приводит сразу к значительному усложнению задачи, поскольку требует учета изменения контактной площадки, а, следовательно, и силы трения действующей в замке. В упругопластической постановке задачи становится возможным, даже без учета больших перемещений, смоделировать поведение замка путем использования так называемого «синтетического» подхода. Суть такого решения заключается в замене элемента крепи, в данном случае замка, геометрическим объектом с физическими параметрами, позволяющими наиболее полно отобразить необходимые при моделировании характеристики реального объекта.

При проведении расчетов в упругой постановке распределение напряжений и деформаций в слоистом горном массиве обычно в значительной степени отличается от упругопластической с учетом реологии. Как правило, это связано с учетом эффекта проскальзывания на границах литологических разностей (рис. 5.4). Так как, на контактирующих поверхностях породных слоев



моделируются два симметричных несвязных узла, то их перемещения относительно друг друга намного больше при моделировании нелинейной среды, чем для деформируемой среды в малых перемещениях. Таким образом, становится возможным опосредованно моделировать локальные вывалы горных пород в полость выработки, не прибегая к каким-либо «синтетическим» подходам.

Изменение расчетной модели, заключающееся в выборе других реологических характеристик для материалов, используемых в вычислительном эксперименте, может в значительной степени повлиять на развитие процесса изменения НДС системы во времени (рис. 5.5). Как видно на представленном рисунке конечная эпюра перемещений контура выработки кругового сечения,

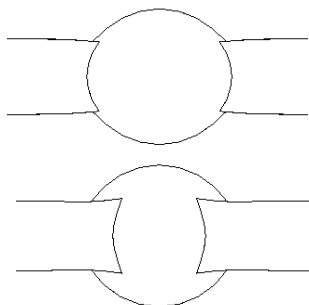


Рис. 5.5. Перемещения контура выработки при различных соотношениях реологических факторов угля и породы

пройденной по угольному пласту и окруженной песчаником, имеет различную геометрию в зависимости от применения одних и тех же реологических характеристик, только примененных к разным объектам одной расчетной области. С увеличением числа породных слоев и усложнении геометрии расчетной области влияние реологических характеристик материалов только растет, что в совокупности с фактором времени приводит к значительным изменениям в картине распределения напряжений и деформаций. Значит локализация зон возможного появления трещин может быть изменена.

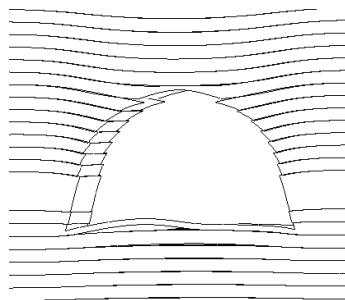


Рис. 5.4. Взаимное проскальзывание породных слоев при решении задачи в нелинейной постановке

### 5.3. ПРИМЕНЕНИЕ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ ПРИ АНАЛИЗЕ НДС СОПРЯЖЕНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК С УЧЕТОМ ОБРУШЕНИЯ КРОВЛИ ОЧИСТНОГО ЗАБОЯ

Реальные физические процессы, протекающие в непосредственно прилегающем к контуру выработки горном массиве, включают в себя разупрочнение и последующее полное разрушение пород. Как уже отмечалось выше, эти процессы протекают во времени и требуют учета нелинейности среды, используемой при моделировании. То есть, анализ развития магистральных трещин становится третьим заключительным шагом решения при описании

поведения горного массива в окрестности горной выработки [23].

Реализация этого шага принципиально отличается для подготовительных выработок и очистных забоев. Основой этих различий являются следующие факторы: время эксплуатации, способы поддержания первоначального контура выработки, степень взаимного влияния и геометрия сечения.

Образование трещин в своде, например, штрека циркулярного сечения обычно является относительно продолжительным физическим процессом, протекающим в несколько этапов, из которых необходимо выделить два основных: развитие трещин до зоны влияния очистных работ и развитие трещин в пределах этой зоны. В результате при проведении исследований НДС горного массива вокруг выработки необходимо поэтапно рассматривать развитие трещин в ее кровле. На первом этапе магистральные трещины формируются вдоль оси выработки по первому и второму типу. Часть из этих трещин прекращают свой рост. А отдельные, находящиеся в зонах максимального градиента деформаций, продолжают расти до момента встречи в горном массиве, над кровлей выработки. В таких условиях начинает интенсивно расти нагрузка на рамную крепь выработки, что приводит к срабатыванию податливых замков крепи.

После попадания этих трещин в зону влияния очистных работ в трещинообразовании начинает преобладать третий тип. Причем трещины образуются вдоль поперечного сечения выработки или на малых углах к этому сечению. В результате образуется система трещин, крайне сложно поддающаяся детальному моделированию. Моделирование такой системы трещин требует определенного масштабирования с увеличением дискретизации в пределах единой расчетной области. Это приводит к использованию в расчете «синтетического» подхода в описании геометрических нарушений, исследуемых в ходе решения поставленной задачи. Что в свою очередь означает дополнительный этап исследования с измененной геометрией расчетной области.

Трещины, предшествующие обрушению кровли в очистном забое, на начальном этапе развиваются согласно второму типу, начиная свой рост с поверхности кровли очистного забоя, но с ростом деформаций на вертикально ориентированных сколах породы в кровле выработки формируются трещины, соответствующие первому типу. Совместное развитие этих трещин приводит к образованию пачки ослабленных пород, в пределах которой, в последствии, при пересечении фронтов этих трещин образуется блок породы, обрушающийся в выработанное пространство. Таким образом, в ходе расчета поведения кровли очистного забоя с привлечением механики разрушения задача решается путем использования двух типов анализа развития трещин в горном массиве.

В результате выполненные расчеты можно рассматривать как отдельный этап проведения квазидинамического моделирования с параметрическим изменением длин призабойных штреков и величины выработанного пространства за плоскостью очистного забоя.

## ВЫВОДЫ

Основная особенность применения численного моделирования методом конечных элементов задач геомеханики заключается в возможности с высокой степенью достоверности отображать в ходе вычислительного эксперимента большое число особенностей поведения реальных объектов исследования. Описанные выше подходы в решении отдельных прикладных задач механики сплошной среды и механики разрушения обладают широким диапазоном прикладных возможностей и позволяют моделировать развитие НДС системы «массив-крепь» с учетом влияния времени и разрушения ее отдельных компонентов.

При этом геометрические особенности и условия протекания физических процессов могут быть описаны в пределах одного многошагового решения поставленной задачи. Каждый из выполняемых шагов связан с предыдущим и последующим мгновенным состоянием поля напряжений и деформаций, что позволяет выполнять анализ получаемых результатов с минимально возможным набором допущений и ограничений, неизменно возникающих при поэтапном решении краевых задач механики.

Применение различных конечных элементов позволяет оптимизировать размерность решаемых задач и описывать разнообразные локальные особенности рассматриваемых объектов. Решение пространственной задачи геомеханики является наиболее верным подходом для получения адекватных результатов при анализе состояния горных выработок и их взаимного влияния в зоне очистных работ. В таком случае, использование тетраэдров второго порядка в качестве конечных элементов в зонах наибольших градиентов напряжений в комбинации с параллелепипедами на периферии расчетной области и макроэлементов в зонах разрушения материала дает возможность получать результат с высокой начальной точностью вычислений.

Учет трещиноватости и развития трещин в процессе роста внешних нагрузок при решении прикладных задач связан с поиском оптимальных подходов к решению каждого частного случая. Сами трещины в пределах одной расчетной области могут образовываться и расти по разным схемам. Наиболее распространенные из них реализованы в численном виде для метода конечных элементов. Таким образом, при анализе устойчивости сопряжения пластовых выработок и очистного забоя методом конечных элементов может быть получено математически точное и физически адекватное напряженно-деформированное состояние, учитывающее фактор времени и возможные процессы разрушения пород горного массива.

## **6. ПОСТРОЕНИЕ МОДЕЛИ СТРУКТУРЫ И ОБОСНОВАНИЕ СВОЙСТВ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕГО ПОРОДНОГО МАССИВА В ОКРЕСТНОСТИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ**

### **6.1. МЕТОДОЛОГИЯ ОБОСНОВАНИЯ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ- КОМБИНИРОВАННАЯ КРЕПЬ»**

Накопленный опыт компьютерного моделирования НДС вмещающего выработку породного массива и ее крепи указывает на необходимость предварительной отработки геомеханической модели, подразумевающей последовательное выполнение ряда задач с обязательным тестированием полученных результатов на предмет соответствия классическим положениям механики подземных сооружений и натурным наблюдениям в конкретных горно-геологических и горнотехнических условиях. Этот анализ необходим не только для контроля процесса моделирования и устранения возможных технических ошибок в технологии выполнения расчетов. Здесь также приходится постоянно искать компромисс между вычислительными мощностями компьютеров, возможностями программного обеспечения и стремлением к максимальной степени отображения реального объекта.

*Задача №1* – выбор участка выработки, который в наибольшей степени соответствует по горно-геологическим и горнотехническим условиям объекту исследований по заданию заказчика. Данный участок назовем базовым или контрольным, на котором отрабатываются параметры будущей геомеханической модели системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» и ведутся наблюдения за проявлениями горного давления по оборудованным реперным станциям. После этого выполняются следующие задачи.

*Задача №2* – построение структуры углевмещающей толщи в окрестности базового участка пластовой выработки по данным геологических изысканий.

*Задача №3* – обоснование механических характеристик каждого породного слоя и угольных пластов и пропластков, входящих в предварительно выбранные размеры (по вертикали и горизонтали) тестируемой геомеханической модели.

*Задача №4* – построение выработки и охранной конструкции реальной формы, их ориентирование относительно угольного пласта.

*Задача №5* – обоснование минимально допустимых размеров геомеханической модели в пространстве (по координатам  $Y$ ,  $X$  и  $Z$ ) на основе исследования ее НДС по критериям минимально допустимых возмущений (по отношению к исходному негидростатическому состоянию нетронутого мас-

сива) каждой из компонент напряжений на границе модели. Обычно в практике геомеханических расчетов считается вполне удовлетворительной величина погрешности до 10%.

*Задача №6* – моделирование элементов крепи в соответствии с паспортом крепления базового участка пластовой выработки. Обоснование допущений, связанных с конструктивными упрощениями отдельных элементов, например, замка податливости. При этом любая идеализация не должна вносить искажения в реальные характеристики конкретного элемента крепи.

*Задача №7* – моделирование элементов охранной конструкции в соответствии с паспортом отработки выемочного участка, но с учетом ряда предложений по изменению параметров конструкций, направленных на повышение устойчивости выемочного штрека.

*Задача №8* – тестирование модели базового участка выработки. Здесь анализируются поля распределения каждой компоненты напряжений в слоистом массиве, сравниваются с данными существующих исследований в этой области геомеханики и дается оценка степени соответствия полученных результатов расчета.

По результатам тестирования вносятся (при необходимости) корректировки в модель с уточнением механических характеристик близлежащих породных слоев, особенно в части учета действия ослабляющих факторов реологии, трещиноватости, обводненности. Производится повторный расчет (при необходимости) модели и повторение всех мероприятий тестирования. Операции повторяются до достижения удовлетворительного соответствия результатов моделирования натурным наблюдениям состояния базового участка выработки.

## **6.2. ОБОСНОВАНИЕ СТРУКТУРЫ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕЙ ПОРОДНОЙ ТОЛЩИ В ОКРЕСТНОСТИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ**

Каждая из перечисленных задач направлена на разработку модели выемочной выработки, например, 5-го конвейерного штрека блока №10 шахты «Красноармейская-Западная №1», которая призвана максимально адекватно реальным горно-геологическим условиям исследовать процесс сдвижения слоистого массива пород в окрестности выработки для отработки технологии геомеханического моделирования. Здесь первоочередной задачей является построение реальной структуры угле вмещающей толщи, например, на базовом участке 5-го конвейерного штрека блока №10. При этом использована оценка структуры массива по ближайшей скважине №4377, геологическому прогнозу по выемочному участку 5-й южной лавы блока №10 и сводной стратиграфической колонке данного участка.

Модель структуры близлежащего породного массива в окрестностях пласта  $d_4$  приведена на рис. 6.1 и включает 10 породных слоев и угольных пластов, которые пронумерованы в порядке увеличения глубины их расположе-

ния: 1 – песчаник мощностью 5,0 м; 2 – алевролит мощностью 4,5 м; 3 – пласт  $d_4^1$  мощностью 0,3 м; 4 – алевролит мощностью 0,7 м; 5 – песчаник мощностью 18,8 м; 6 – алевролит мощностью 3,7 м; 7 – пласт  $d_4$  мощностью 2,07 м; 8 – алевролит мощностью 1 м; 9 – песчаник мощностью 7,1 м; 10 – алевролит мощностью 2,7 м.

В целом высота модели (по координате  $Y$ ) углевещающей толщи составила 44,9 м; ширину модели (по координате  $X$ ) в тестовом расчете принимаем 80 м, по 40 в каждую сторону от вертикальной оси штрека.

Конвейерный штрек на базовом участке проведен с комбинированной подрывкой кровли и почвы пласта  $d_4$  на среднюю глубину 1 м, что отражено в модели. В соответствии с планом горных работ и данными скважины №4377 глубина расположения кровли песчаника (верхняя граница модели) составляет  $H \approx 800$  м.

*Условия на границах модели.* Верхняя горизонтальная плоскость модели имеет отметку 797,2 м, что при средневзвешенном объемном весе пород  $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$  формирует вертикальную нагрузку на верхней границе модели  $\sigma_y = \gamma H = 19,93 \text{ МПа}$ . Принимаем в расчетах  $\sigma_y = 20,0 \text{ МПа}$ . Нижняя граница модели имеет

жесткую опору и служит плоскостью начала отсчета вертикальной координаты  $Y$ . По боковым плоскостям модели введено условие плоской деформации, что отвечает реальному механизму деформирования массива и широко используется в механике подземных сооружений [24-27]. Согласно этому условию в нетронутом массиве действуют горизонтальные сжимающие напряжения

$$\sigma_x = \lambda \gamma H = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H, \quad (6.1)$$

где  $\mu$  – коэффициент Пуассона рассматриваемого породного слоя или пласта угля.

Помещая в базу данных сведения о механических характеристиках углевещающей толщи (в том числе и величины  $\mu$ ), происходит автоматическое моделирование воздействия горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  на боковых границах модели. Точка отсчета по координате  $X$  совпадает с вертикальной

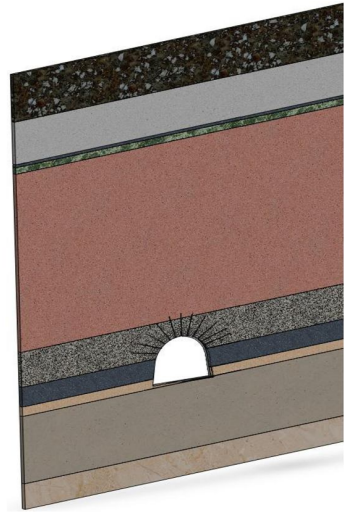


Рис. 6.1. Модель структуры углевещающей толщи пласта  $d_4$  на базовом участке

осью выработки.

Третье измерение модели (толщина по координате  $Z$ ) совпадает с продольной осью выработки и составляет 4 м (в тестовом расчете) для построения шести комплектов рамных крепей с шагом установки 0,8 м. Крайние рамы разрезаны по вертикальной оси спецпрофиля СВП для симметрии модели по координате  $Z$ . Условия плоской деформации вводятся также по плоскостям, ограничивающим толщину модели, где действуют сжимающие напряжения (нетронутого массива)

$$\sigma_Z = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H. \quad (6.2)$$

Начало отсчета по координате  $Z$  помещено в середину модели (по ее толщине), то есть на расстоянии 2,0 м от боковой граничной плоскости.

Кроме компонент поля напряжений в модели анализируется также величина приведенных напряжений  $\sigma$  (или интенсивность напряжений как интегральный параметр НДС, используемый в прочностных расчетах). По общепринятому для горных пород закону Кулона-Мора [24-27]

$$\sigma = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3, \quad (6.3)$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – максимальное и минимальное главные напряжения по элементарному объему;

$\varphi$  – угол внутреннего трения породы.

Для рамной крепи и арматуры анкеров угол внутреннего трения полагается равным нулю [28] в соответствии с классической теорией прочности металлов.

### 6.3. ОБОСНОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОРОДНЫХ СЛОЕВ И УГОЛЬНЫХ ПЛАСТОВ ПО ПОЛНОЙ ДИАГРАММЕ ИХ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

Требование достижения максимально возможной степени адекватности моделирования геомеханических процессов в окрестности выемочного штрека предполагает не только построение реальной структуры углевмещающей толщи, но и описание наиболее достоверных (в пределах интервалов вариации характеристик) механических свойств каждого из элементов системы «горный массив-охранная конструкция-крепь». В этом плане наибольшие трудности моделирования связаны с отражением реального поведения горной породы на всех стадиях ее деформирования: упруго-пластическое, разупрочнение и разрыхление (на стадии так называемого «руинного» разрушения). Учет всех стадий деформирования особенно необходим для слабых и

средней крепости горных пород, слагающих углеводородную толщу на глубине  $H \approx 800$  м.

В связи с вышеизложенным в разработанной модели углеводородной толщи пласта  $d_4$  применяется так называемая полная диаграмма деформирования (от начала нагружения до полного разрушения материала), определяющая экспериментально

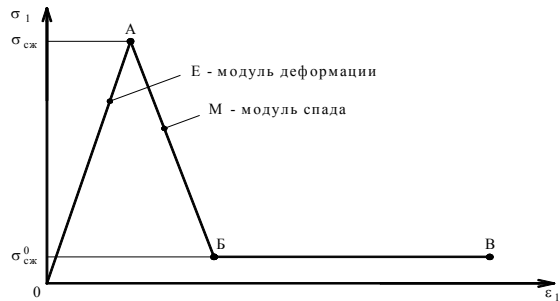


Рис. 6.2. Моделирование полной диаграммы деформирования породы

на «жестких» прессах связь относительной деформации  $\varepsilon_1$  и максимального главного напряжения  $\sigma_1$ . Полная диаграмма деформирования горной породы (рис. 6.2) в соответствии с общепринятыми в геомеханических исследованиях допущениями [25, 26, 29] представлена в виде трех линейных участков: OA – упруго-пластическая стадия деформирования, точка A – предельное состояние, AB – стадия разупрочнения, BV – разрыхление на стадии «руинного» разрушения. Такая диаграмма деформирования породы характеризуется четырьмя параметрами:  $\sigma_{сж}$  – предел прочности на одноосное сжатие ненарушенной породы,  $\sigma_{сж}^0$  – остаточная прочность по завершении процесса ее разупрочнения,  $E$  – модуль деформации породы (являющийся линейной аппроксимацией упруго-пластического участка деформирования),  $M$  – модуль спада (являющийся линейной аппроксимацией участка разупрочнения породы).

Такая апробированная в геомеханических исследованиях диаграмма деформирования породы требует расширенной информации о механических характеристиках углеводородной толщи, которой не обладает геологическая служба ни одной из шахт Украины. Поэтому предложен следующий подход к формированию базы исходных данных. Прежде всего, используется информация о свойствах пород по отобранным близлежащим скважинам (в пределах высоты модели): описание структуры каждого породного слоя и угольного пласта, их предел прочности на одноосное сжатие, определяемые в ходе геологических изысканий на исследуемом участке шахтного поля. По некоторым скважинам иногда можно встретить более расширенную информацию, например: предел прочности на растяжение, модуль упругости, модуль сдвига, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения. Эти данные используются косвенным образом для оценки упруго-пластических свойств породы и степени хрупкости ее разрушения, которые позволяют предположить интервалы изменения параметров ( $E$ ,  $M$  и  $\sigma_{сж}^0$ ) полной диаграммы деформирования. Далее анализируются результаты исследований механи-



ческих свойств, представленных в модели пород по литературным источникам. В этом плане наиболее широкомасштабные исследования полной диаграммы деформирования пород углевмещающей толщи Донбасса выполнены в ИГТМ им. Н.С. Полякова НАН Украины [27-31], по данным, которых для каждого типа породы подбираются недостающие механические характеристики; также использованы данные исследований [32], полученных непосредственно для горно-геологических условий шахты «Красноармейская-Западная №1».

В результате такого комплексного подхода составлена база данных механических свойств пород углевмещающей толщи на экспериментальном участке выработки, которая приведена в табл. 6.1 и использована в расчетах НДС системы «горный массив-охранная конструкция-крепь». Попутно заметим, что в геомеханических расчетах обычно используется относительная остаточная прочность  $\frac{\sigma_{сж}^o}{\sigma_{сж}}$  и относительный модуль спада  $\frac{M}{E}$ , которые и указаны в табл. 6.1.

Таблица 6.1

№ п/п	Тип породы	$\sigma_{сж}$ , МПа	$E \cdot 10^4$ , МПа	$\frac{\sigma_{сж}^o}{\sigma_{сж}}$	$\frac{M}{E}$
1	Песчаник	90,0	2,0	0,08	4,0
2	Алевролит	55,5	0,9	0,12	2,0
3	Угольный пласт $d_4^1$	13,5	0,2	0,2	1,0
4	Алевролит	33,7	0,9	0,15	1,5
5	Песчаник	90,0	2,0	0,08	4,0
6	Алевролит	55,5	0,9	0,12	2,0
7	Угольный пласт $d_4$	13,5	0,2	0,2	1,0
8	Алевролит	46,0	0,9	0,15	0,8
9	Песчаник	72,0	1,8	0,1	3,0
10	Алевролит	46,0	0,9	0,15	0,8

#### 6.4. ОБОСНОВАНИЕ РАЗМЕРОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ-КРЕПЬ»

Минимально достаточные размеры модели (по координатам  $Y$ ,  $X$  и  $Z$ ) определяются по условию стабилизации поля напряжений по ее границам в соответствии с начальным негидростатическим состоянием нетронутого массива. Такой критерий обеспечивает (с общепринятой допускаемой погрешностью до 10%) минимальное влияние граничных условий по поверхностям модели на НДС системы «горный массив-охранная конструкция-крепь». Для выполнения указанного мероприятия в соответствии с данными §§6.2 и

6.3 построена тестовая модель, анализ НДС которой дал следующие результаты.

Вертикальные напряжения  $\sigma_y$  на верхней границе модели распределены практически равномерно с отклонением не более 3,9% по отношению к величине нетронутого массива  $\gamma H = 20$  МПа. На нижней границе модели колебания  $\sigma_y$  не превышают 4,3% по отношению к  $\gamma H = 21,05$  МПа (глубина нижней границы  $H = 842,1$  м). На боковых границах модели  $\sigma_y$  монотонно возрастает от 20 МПа до 21,05 МПа с отклонениями не более 6,2% от соответствующей величины  $\gamma H$  нетронутого массива. Таким образом, возмущения компоненты  $\sigma_y$  вблизи пластовой выработки снижаются при движении к границам модели (по координатам  $Y$  и  $X$ ) и практически стабилизируются, приближаясь к  $\gamma H$  нетронутого массива с допустимой для горнотехнических расчетов погрешностью. Следовательно, по фактору распределения поля вертикальных напряжений  $\sigma_y$  размеры модели (см. §6.2) вполне достаточны.

Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  наилучшим образом (отклонения до 2,5%) стабилизируются на нижней границе модели и составляют 9,0 МПа при коэффициенте Пуассона нижнего породного слоя (алевролит)  $\mu = 0,30$ . На верхней и боковых границах тестовой модели наблюдаются более существенные колебания  $\sigma_x$  в сравнении с формулой (6.1), что объясняется возникновением дополнительных напряжений  $\sigma_x$  от прогиба породных слоев в направлении выработки и не противоречит классическим положениям механики подземных сооружений. Эти возмущения превышают допустимые отклонения в 10% только для тонких прослойков породы (алевролит в кровле мощностью 0,7 м и пласт  $d_4^1$  мощностью 0,3 м), которые имеют достаточно низкий момент сопротивления сечения изгибу. Однако, эти возмущения  $\sigma_x$  никоим образом не сказываются на поле напряжений  $\sigma_x$  в окрестности выемочного штрека, так как связаны с краевыми эффектами закрепления модели и имеют весьма удаленные от выработки локальные области, максимальные размеры которых составляют 0,7 м на левой границе и 3,5 м на правой границе при размерах самой модели  $44,9 \times 80$  м. Таким образом, по фактору распределения поля горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  размеры модели выбраны обоснованно.

Касательные напряжения  $\tau_{xy}$  имеют возмущения в окрестности выработки на глубину до 8 м, а на границах модели практически исчезают, что обусловлено малым углом падения пласта  $d_4$  ( $\alpha = 2...3^\circ$ ) и по этой причине несущественной разницей между векторами главных напряжений  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и

векторами напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$ . Следовательно, по фактору распределения поля касательных напряжений  $\tau_{xy}$  требование наличия на границах модели начального состояния нетронутого массива выполняется полностью.

Приведенные напряжения  $\sigma$  являются определенной комбинацией компонент  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$  по формуле (6.3), поэтому имеют аналогичные вполне удовлетворительные отклонения от исходного негидростатического состояния на границах модели.

Выше рассмотрено НДС по плоскостям, ограничивающим модель по высоте и ширине. Необходи-

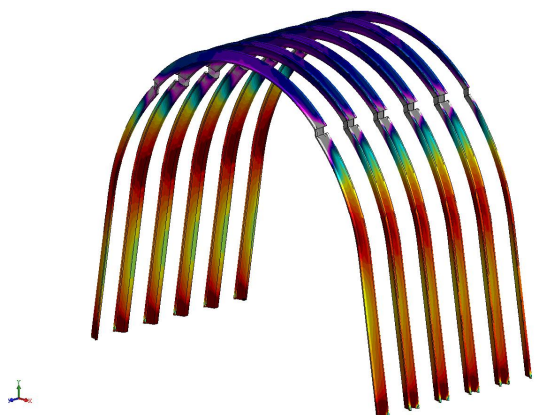


Рис. 6.3. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи тестовой модели

мо также оценить достаточность толщины (6 комплектов рам,  $Z = 4$  м) модели, где главным условием является стабильность поля напряжений в центральной части толщины (рамы №3 и №4). Здесь наиболее ярким показателем являются НДС рамной крепи, где наблюдается наибольший градиент изменения напряжений в модели. Для наглядности на рис. 6.3 показана эпюра приведенных (интенсив-

ность) напряжений  $\sigma$ , по результатам анализа которой можно сделать такие выводы:

- поле  $\sigma$  в центральных рамах (№3 и №4) практически не отличаются друг от друга;
- поле  $\sigma$  в рамах №2 и №5 имеет отклонения от центральных рам (№3 и №4), не превышающие 6,8% в районах сосредоточения максимумов  $\sigma$ .

Таким образом, толщины модели в 4 м вполне достаточно для избежания краевых эффектов (по координате  $Z$ ) и выполнения достоверного расчета НДС.

В итоге, анализ поля напряжений в тестовой модели позволяет утверждать, что ее размеры  $44,9 \times 80 \times 4$  м вполне достаточны для достоверного описания процесса деформирования геомеханической системы «горный массив-охранная конструкция-крепь».

## 6.5. ОБОСНОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК МОДЕЛИ ПОДРАБОТАННОГО МАССИВА ПОЗАДИ ЛАВЫ

Структура и свойства пород кровли после прохода очистного забоя моделируются в соответствии с современными представлениями о геомеханических процессах сдвижения подработанного углевмещающего массива на пологих пластах Донбасса.

Позади очистного забоя в первую очередь происходит обрушение непосредственной кровли, представленной алевролитом мощностью  $m_1^k = 3,7$  м.

В выработанном пространстве образуется зона беспорядочного обрушения [33, 34] высотой, равной

$$h_{\bar{o},o} = k_p m_1^k, \text{ м}, \quad (6.4)$$

где  $k_p = 1,3$  – коэффициент разрыхления алевролита средней мощности [34].

По формуле (6.4)  $h_{\bar{o},o} \approx 4,8$  м и с учетом уплотнения обрушенных пород под давлением основной кровли принимаем  $h_{\bar{o},o} \approx 4,7$  м. Модуль деформации обрушенных пород принят на базе исследований [35, 36]  $E_{\bar{o},o} = 100$  МПа.

Основная кровля моделируется суммарной мощностью 33 м, в которой выделяются две классические зоны – шарнирно-блокового сдвижения и плавного прогиба слоев без нарушения сплошности. Согласно работам [33, 34] на пологих пластах Донбасса (тонких и средней мощности) высота зоны шарнирно-блокового сдвижения оценивается величиной:

$$h_{ш.б.с} = (12...15)m_y, \quad (6.5)$$

где  $m_y$  – мощность пласта  $d_4$ .

С учетом изменения  $m_y$  в интервале 1,52-2,20 м по длине выемочного участка высота зоны шарнирно-блокового сдвижения составит по формуле (6.5)  $h_{ш.б.с} = 18,2...33$  м и однозначно попадает в размеры модели. Крайний верхний слой из песчаника смоделирован с плавным прогибом без нарушения сплошности и характеризует верхнюю границу зоны шарнирно-блокового сдвижения.

Структура зоны шарнирно-блокового сдвижения пород кровли моделируется из следующих соображений. В первую очередь необходимо обосновать длины  $a_i$  породных консолей, образующихся в процессе обрушения кровли и зависящих со стороны выработанного пространства.

Обычно, боковая граница шарнирно-блокового сдвижения определяется по величине  $\psi$  внутреннего угла полных сдвижений, значение которых для

пологих пластов Донбасса оценивается специалистами несколько неоднозначно.

Так, проф. Зборщик М.П. указывает [33] на величину  $\psi = 65...70^\circ$ ; проф. Савостьянов А.В. дает значение  $\psi = 55^\circ$ ; компьютерное моделирование в работе [37] оценивает  $\psi = 60...67^\circ$ ; косвенные расчеты по инструментальным наблюдениям определяют  $\psi = 58^\circ$ . С учетом изложенных данных принято решение моделировать процесс сдвигания надугольной толщи при  $\psi = 60^\circ$ . Тогда первая консоль из пород непосредственной кровли зависит длиной

$$a_1 = m_1^k \operatorname{tg} \psi \approx 2,1 \text{ м}, \quad (6.6)$$

отсчитывая от крайнего ряда деревянных стоек (см. рис. 6.4). Далее на границе с песчаником основной кровли откладываем угол  $\psi = 60^\circ$  и определяем длины консолей вышележащих породных слоев:

$$\left. \begin{aligned} \text{песчаник: } a_2 &= m_2^k \operatorname{tg} 30^\circ \approx 10,9 \text{ м;} \\ \text{алевролит: } a_3 &= m_3^k \operatorname{tg} 30^\circ \approx 0,4 \text{ м;} \\ \text{пласт } d_4^1: a_4 &= m_4^k \operatorname{tg} 30^\circ \approx 0,2 \text{ м;} \\ \text{алевролит: } a_5 &= m_5^k \operatorname{tg} 30^\circ \approx 2,6 \text{ м.} \end{aligned} \right\} \quad (6.7)$$

Косвенная проверка достоверности значений длин породных консолей может быть осуществлена по шагу посадки непосредственной и основной кровли, так как на пологих пластах Донбасса имеются данные [34], что внутренний угол полных сдвижений по простиранию (перпендикулярно линии очистного забоя) примерно равен внутренним углам полных сдвижений по восстанию (падению). Из технической документации отработки смежного выемочного участка (4 южная лава блока №10) следует, что шаг посадки основной кровли составляет  $a_1 = 1...2$  м (по расчету 2,1 м), а песчаника основной кровли  $a_2 = 10...15$  м (по расчету 10,9 м). Следовательно, моделируемые длины породных консолей, примерно, соответствуют реальным процессам сдвигания надугольной толщи.

Вполне очевидно, что мощный песчаник ( $m_2^k = 18,8$  м) не обрушается мгновенно по всей высоте, а происходит его последовательное расслоение (по плоскостям ослаблений) и обрушение в выработанное пространство. Поэтому, по аналогии с работой [32], где также было проведено моделирование сдвигания надугольной толщи на шахте «Красноармейская-Западная №1», песчаник разбит на 7 слоев: по данным скважины №4377 четко прослеживаются две плоскости ослабления, в результате которых образуется нижний крайний слой мощностью 1,5 м и верхний крайний слой мощностью

3,0 м, которые и смоделированы в песчанике. Остальные слои песчаника смоделированы произвольно в соответствии с расчетной схемой на рис. 6.4.

При моделировании зоны шарнирно-блокового сдвижения учтено вторичное дробление консоли нижнего слоя песчаника: под воздействием горного давления и с течением времени вышележащие литологические разности опускаются и создают высокую нагрузку на породную балку нижнего слоя песчаника мощностью 1,5 м; наиболее вероятно ее разрушение посередине пролета, что и отражено путем разделения породного блока длиной 10,9 м на два блока длиной по 5,45 м; крайний полублок (со стороны охранной конструкции) поворачивается и опускается на разрушенные породы, а второй полублок полностью ложится на «подушку» из разрушенных пород.

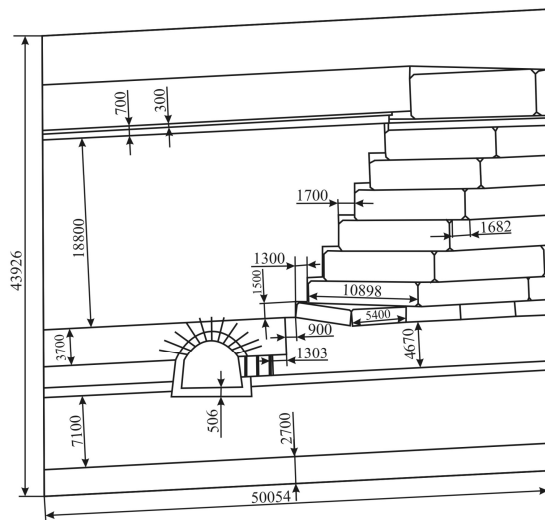


Рис. 6.4. Модель подработанной углевмещающей толщи

В заключение обоснования отметим, что крупноблоковая структура части породного массива в выработанном пространстве требует ее моделирования на протяженном участке по координате  $X = +40 \text{ м}$ . Со стороны смежного выемочного участка, где отработка пласта  $d_4$  пока не производится, породы в глубине массива сохраняют целостность и их НДС достаточно стабильное; по этой причине вполне достаточно ширины модели  $X = -20 \text{ м}$ , что сэкономит вычислительные ресурсы без ущерба точности расчетов.

## 7. ПОСТРОЕНИЕ МОДЕЛИ КРЕПИ И ОХРАННОЙ КОНСТРУКЦИИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Конструктивно-технологические схемы крепления и охраны, например, 5-го южного конвейерного штрека блока №10 требуют определенного совершенствования при повторном использовании в перспективе в условиях очистной выемки в 5-й южной лаве. Предварительные корректировки, принятые к моделированию, базируются на основе научно-практического опыта поддержания выемочных выработок в аналогичных условиях, а также конкретных исследований [32] состояния повторно используемых выемочных выработок на шахте «Красноармейская-Западная №1».

### 7.1. СРАВНИТЕЛЬНЫЙ РАСЧЕТ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ В ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТКАХ РАМНЫХ КРЕПЕЙ С ПОДАТЛИВОЙ И ЖЕСТКОЙ РАБОЧИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ

Целесообразность применения именно податливых крепей в условиях влияния очистных работ на глубинах разработки 800 м и более для поддержания выемочных штреков не подвергалась сомнению, но в последнее десятилетие разрабатываются некоторые предложения по применению крепей повышенной жесткости и высокой несущей способности для ограничения сдвижения надугольной толщи и сохранения достаточного сечения выработок без ремонтно-восстановительных работ. Поэтому необходимо показать, что для условий повторного использования выемочных выработок, например, блока №10 рациональным является применение только податливых рамных крепей, в частности, крепи КШПУ-20,3; расчет проведен на базе нормативного документа Минуглепрома Украины КД 12.01.01.201-98.

Согласно сводной стратиграфической колонке непосредственную и первый слой основной кровли представляют алевролит и песчаник, который местами по длине выработки замещает алевролит непосредственной кровли. В расчете использованы прочностные характеристики близлежащих породных слоев кровли в пределах неотработанных участков блока №10, которые имеют определенный интервал изменения. Поэтому, в первую очередь, рассмотрен диапазон вариации расчетного сопротивления сжатию  $R$  тех породных слоев, которые принимаются к расчету согласно КД 12.01.01.201-98 для определения нагрузки  $P$  на крепь и плотности  $n$  установки рам. Нижняя граница расчетного сопротивления сжатию  $R_{min}$  характеризуется залеганием в непосредственной кровле обводненного алевролита мощностью более 6,2 м (ширина выработки в проходке – 6203 мм), что не исключено согласно сводной стратиграфической колонке. Тогда, с учетом коэффициента структурного ослабления ( $k_c = 0,6$ ) и минимального предела прочности на сжатие водонасыщенного

алевролита ( $\sigma_{сж}^{min} = 30,6$  МПа) минимальное расчетное сопротивление сжатию пород кровли равно  $R_{min} = 18,4$  МПа.

Верхняя границы параметра  $R$  характеризуется залеганием в непосредственной и основной кровле песчаника (мощность более 6,2 м); аналогично определено максимальное значение  $R_{max} = 66,6$  МПа расчетного сопротивления сжатию пород кровли с учетом коэффициента структурного ослабления ( $k_c = 0,6$ ) и величиной максимального сопротивления одноосному сжатию песчаника ( $\sigma_{сж}^{max} = 111$  МПа). Таким образом, установлен диапазон изменения расчетного сопротивления сжатию  $18,4 \leq R \leq 66,6$  МПа, в пределах которого определена нагрузка на жесткую и податливую крепи и плотность установки рам в соответствии с КД 12.01.01.201-98.

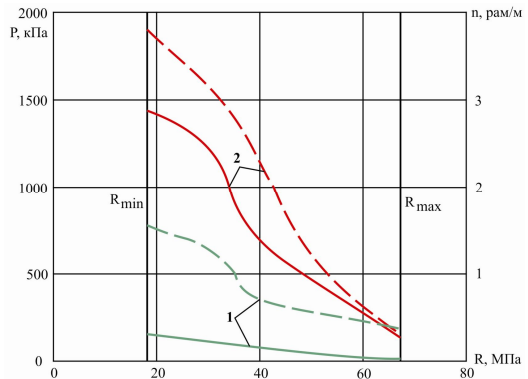
Сравнение произведено для двух типов крепей:

- податливая рамная крепь КШПУ-20,3 из спецпрофиля СВП-33, которая применяется для крепления выемочных штреков блока №10;

- металлобетонная крепь из двутавровых балок №24, самым тяжелым профилем, применяемым на угольных шахтах.

Металлобетонная крепь взята для сравнения намеренно, как одна из самых мощных крепей угольных шахт. Также расчеты выполнены для участков штрека вне зоны влияния очистных работ, где эффект применения разных типов крепей, выражен менее ярко. Тем не менее, результаты расчетов, представленные на рис. 7.1, говорят

сами за себя. Со снижением расчетного сопротивления сжатию пород кровли нагрузка на податливую крепь КШПУ-20,3 возрастает малоинтенсивно, в то время, как жесткая крепь (податливость только 40 мм за счет усадки бетона), исключая опускание пород кровли, воспринимает нагрузки до одного порядка выше. Это предопределяет чрезвычайно высокую материалоемкость жесткой крепи и трудоёмкость ее возведения, даже вне зоны влияния очистных работ. В зоне влияния очистных работ ситуация еще более усугубляется, что доказывает нецелесообразность применения жестких крепей высокой несущей способности в повторно используемых выемочных выработках.



**Рис. 7.1. К обоснованию применения рамной податливой крепи:**  
1 – КШПУ-20,3; 2 – металлобетонная крепь с двутавром №24; — зависимость нагрузки на крепь  $P$  от сопротивления сжатию  $R$  пород кровли; - - - - зависимость количества рам на погонный метр выработки от параметра  $R$



## 7.2. ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ КРЕПИ ШАТРОВОЙ ПОДАТЛИВОЙ С УДЛИНЕННЫМИ СТОЙКАМИ (КШПУ)

Применительно к конструкции крепи и охранного элемента основное требование к моделированию системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» – максимально возможная адекватность отражения реального объекта приобретает повышенную актуальность. Трудности заключаются в отражении реальных конструктивных особенностей элементов крепи, линейные размеры которых многократно меньше средних размеров элементов угле-вмещающей толщи, что требует более мелкой конечно-элементной сетки и существенно увеличивает продолжительность расчетов даже при использовании достаточной мощной компьютерной техники. Тем не менее, в данных исследованиях решена задача адекватного отражения конструкции рамной крепи КШПУ-20,3.

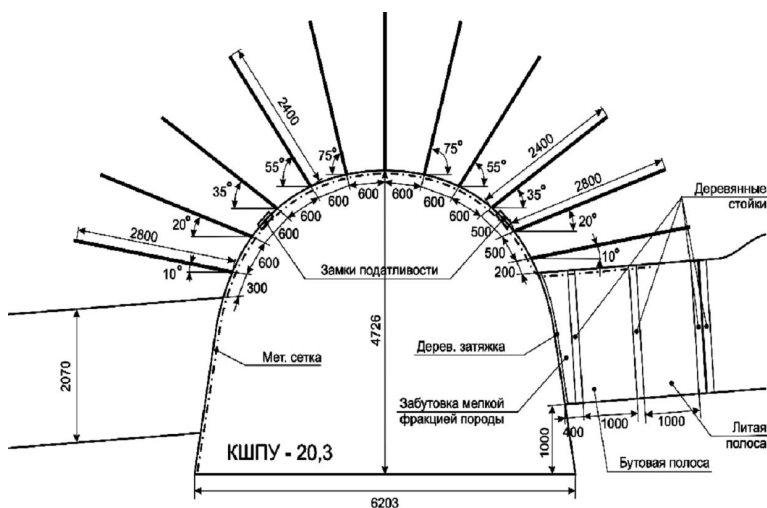


Рис. 7.2. Конструкция крепи и охранного элемента выемочной выработки

Форма и размеры крепи КШПУ-20,3 (помимо анкеров и охранной конструкции) отражены на (рис. 7.2). Рамы изготовлены из спецпрофиля СВП-27 с шагом установки  $L = 0,8$  м вдоль выработки – более облегченный вариант СВП-27 взамен СВП-33 не снижает устойчивости штрека по следующим причинам:

- пониженной жесткости профиля и по этой причине повышенной адаптации к максимумам внешней нагрузки;

– достаточно густой сетки армирования кровли анкерами, формирующими железопородную плиту, которая воспринимает значительную часть горного давления;

– сооружению охранной конструкции, воспринимающей основную часть опорного давления позади лавы.

Кроме того, типоразмер СВП-27 предусмотрен «Типовыми проектными решениями...» для сечения с крепью КШПУ-20,3. Смоделировано реальное поперечное сечение спецпрофиля СВП-27 с точным отображением конструкции межрамного ограждения из металлической сетки. Спецпрофиль СВП изготавливается из стали Ст.5 [38] с механическими характеристиками: расчетный предел текучести  $\sigma_T = 270$  МПа, модуль упругости  $E^P = 21 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^P = 0,3$ . Эти характеристики приняты к расчету при моделировании полной диаграммы деформирования Ст.5, включающей упругую стадию ( $\sigma < \sigma_T$ ), площадку практически идеальной текучести ( $\sigma = \sigma_T$ ) и стадию упрочнения металла до величины временного сопротивления  $\sigma^e = 560$  МПа на разрыв ( $\sigma_T < \sigma \leq \sigma^e$ ). Отражение полной диаграммы деформирования Ст.5 позволяет учесть появление и развитие пластических деформаций в раме, систематически наблюдаемые в шахтных условиях. Такой подход способствует повышению адекватности моделирования реальному объекту.

Конструкции и режимы работы замка податливости и анкеров потребовали проведения специальных исследований на предмет их наиболее адекватного моделирования.

### 7.3. ОБОСНОВАНИЕ МОДЕЛИ ЗАМКА ПОДАТЛИВОСТИ РАМНОЙ КРЕПИ КШПУ

На первом этапе моделирования замка податливости была предпринята попытка точного отражения его конструкции применительно к крепи КШПУ. В результате весьма трудоемкого и длительного процесса адаптации программного обеспечения к особенностям реальной конструкции замка податливости, начальным и граничным условиям его моделирования удалось произвести расчет НДС тестовой системы «горный массив-крепь»: эпюра вертикальных  $\sigma_y$ , осевых  $\sigma_z$ , приведенных  $\sigma$  и горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ . Однако расчет НДС системы выполнен только в упругой постановке до осадки крепи (срабатывания замка податливости), характеризующейся малыми перемещениями контура выработки.

Попытка моделирования полных диаграмм деформирования всех элементов тестовой системы «горный массив-крепь» выявила нестабильность технологии выполнения расчетов методом МКЭ, как нам представляется, из-за статической неуравновешенности рамы на участке замкового соединения.

Анализ данной ситуации выявил, что по причине «точечного» контакта концевых участков профилей стойки и верхняка друг с другом в замке и малой площади этого контакта появляется возможность деформирования (перемещения) рамы на большую величину (по координатам  $X$ ,  $Y$  и  $Z$ ) при весьма малом приращении нагрузки, что дает сбой в программе и прекращение выполнения расчета НДС.

Ситуация еще более усугубляется при моделировании процесса податливости замка, когда при скользянии верхняка относительно стойки из-за существующей геометрии рамы увеличивается степень свободы перемещения (статическая неуравновешенность) рамы в произвольном направлении.

Также следует учесть перспективу развития данной геомеханической модели в плане отражения реальной схемы установки анкеров, возможности пластического течения металла арматуры анкеров и рамы, появления областей не только разупрочнения, но и разрыхления в близлежащем приконтурном породном массиве, учета реологических факторов и трещиноватости породы и т.п. Все указанные факторы приводят к усложнению геомеханической модели, что объективно усиливает нестабильность технологий выполнения расчетов НДС и неопределенность во времени преодоления данных трудностей моделирования. Поэтому в данной ситуации внесены обоснованные конструктивные идеализации в части имитации замка податливости, позволяющие стабильно продолжать расчеты НДС системы. Однако, упрощения конструкции замка не должны искажать его деформационно-силовую характеристику при работе в режиме податливости. Данное условие, на наш взгляд, позволит вполне адекватно смоделировать работу замка податливости.

Моделирование идеализированной конструкции замка податливости было выполнено в два этапа. *На первом* – в районе расположения замка податливости в рамной крепи были введены прокладки из легкодеформирующегося материала, который под воздействием сжимающих усилий в раме обеспечивал ее податливость. При этом была достигнута стабильность процесса расчета НДС системы по полной диаграмме деформирования ее элементов. Анализ эпюр  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  показал их соответствие классическим положениям механики подземных сооружений: верхняк рамы находится под действием локальных растягивающих и небольших сжимающих  $\sigma_y$ , а стойки подвержены значительным сжимающим напряжениям  $\sigma_y$ , так как аккумулируют на себя всю вертикальную нагрузку; горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  имеют достаточно высокую величину сжатия в верхняке (собирает на себя боковое давление пород) и знакопеременные напряжения  $\sigma_x$  действуют по контуру стоек, что обусловлено их деформациями на изгиб. Приведенные напряжения  $\sigma$  указывают на среднюю степень нагруженности верхняка и высокую нагруженность стоек с образованием ограниченных пластических областей.

Таким образом, моделирование деформационных вставок с легкодеформируемым материалом в качестве имитаторов замков податливости не вносит

существенных искажений в качественную картину нагружения рамной крепи.

*Второй этап* моделирования замка выполнен для достижения адекватности реальному процессу податливости в количественном плане. В этой связи деформационно-силовая характеристика замка представляет собой зависимость реакции его сопротивления  $P$  от величины  $U_y$  податливости (как правило, в вертикальном направлении по координате  $Y$ ). Ряд лабораторных испытаний рамной трехзвенной податливой крепи, в частности, на стендах ИГД им. А.А. Скочинского (Российская Федерация) показывает характер работы замка из спецпрофиля СВГ, приближающийся к режиму постоянного сопротивления. Этими же экспериментами установлено, что при правильной сборке замка рамная крепь переходит в режим податливости при сопротивлении  $P_{под} = (0,7...0,8)P_{max}$ , приближающемся к максимальной несущей способности  $P_{max}$  рамы. Описанный режим квазипостоянного сопротивления замка податливости достаточно адекватно можно отразить диаграммой идеальной пластичности материала, располагаемого в раме по координатам установки замков. Параметры материала должны отражать реальную деформационно-силовую характеристику замка для конкретного типового сечения и номера спецпрофиля СВГ. Предел текучести  $\sigma_T^3$  имитатора замка должен быть таковым, чтобы при средних нормальных напряжениях по площади поперечного сечения СВГ (посредине длины замка) при нагрузке на раму 80% от ее несущей способности материал модели переходил в состояние идеальной пластичности и обеспечивал податливость крепи.

Данное условие выражено формулой

$$\sigma_T^3 = \frac{0,8P_{max}}{2F} \sin \alpha, \quad (7.1)$$

где  $F$  – площадь поперечного сечения СВГ;

$\alpha$  – угол расположения центра замка по отношению к вертикальной оси выработки.

Так, для исследуемой выемочной выработки  $P_{max} = 490$  кН,  $\alpha \approx 44^\circ$  согласно «Типовые проектные решения...»,  $F = 34,37 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$  по данным справочника [38] для СВГ-27. В соответствии с формулой (7.1) получено требуемое значение предела текучести материала имитатора замка  $\sigma_T^3 = 39,3$  МПа, которое закладывается в расчет. Модуль упругости и коэффициент Пуассона принят как для стали Ст.5 ( $E^3 = E^p = 21 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^3 = \mu^p = 0,3$ ), чтобы упругие деформационные характеристики были постоянными по всему контуру рамы и не вносили искажений в эпюру компонент напряжений.

Имитатор замка в форме поперечного сечения соответствующего номера спецпрофиля СВГ располагается по координатам замков рамы реальной длиной 400 мм. Это позволяет моделировать раму цельной (от левой опоры

до правой) по контуру крепи с двумя вставками из материала имитатора замка, отличающегося от механических характеристик стали Ст.5 только пониженным пределом текучести. Такая идеализация замка податливости обеспечила стабильность процедуры расчета НДС тестовой модели по полной диаграмме деформирования материалов ее элементов.

#### 7.4. ОБОСНОВАНИЕ МОДЕЛИ АНКЕРОВ И СХЕМЫ ИХ РАСПОЛОЖЕНИЯ

Конструкция анкеров, которые относятся к разновидности сталепolyмерных, отображена максимально достоверно. Анкера изготовлены длиной 2400 мм из арматурной стали Ст.3 периодического профиля диаметром 22 мм. Механические свойства стали Ст.3 моделируются по полной диаграмме деформирования и согласно [28] имеют такие значения: предел текучести  $\sigma_T^a = 220$  МПа, временное сопротивление на разрыв  $(\sigma^e)^a = 380...470$  МПа, модуль упругости  $E^a = 21 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^a = 0,3$ . Анкера вводятся в шпury диаметром 25 мм и длиной 2300 мм. Пространство между арматурой и породными стенками шпury заполнено быстротвердеющим полимерным составом. Усредненные механические характеристики полной диаграммы деформирования быстротвердеющего полимерного состава взяты из исследований [40]: предел прочности на сжатие  $\sigma_{сж}^{n,a} = 80$  МПа, далее имеет место площадка текучести, аналогичная металлам; модуль деформации при сжатии  $E^{n,a} = 0,25 \cdot 10^4$  МПа; коэффициент Пуассона  $\mu^{n,a} = 0,4$ . Опорная плита анкера моделируется размером 180×180×8 мм с механическими характеристиками стали Ст.3. Помимо полного конструктивного соответствия по критерию максимально достоверного моделирования необходимо отобразить реальный режим работы сталепolyмерного анкера. Обширные исследования данного вопроса, приведенные в горнотехнической литературе, позволяют утверждать, что сталепolyмерный анкер, закрепляемый по всей его длине, имеет весьма жесткую деформационно-силовую характеристику, то есть не допускает сколь-нибудь существенную податливость вплоть до момента разрыва арматуры. Величина податливости сталепolyмерного анкера (согласно имеющимся экспериментальным исследованиям) обусловлена в основном растяжением арматуры и не превышает нескольких миллиметров. Более значительная податливость анкера возможна только при нарушении контакта арматуры с породными стенками шпury (низкая адгезия), обусловленного, например их высокой влажностью. В этих условиях сталепolyмерные анкера применять не рекомендуется.

На базовом участке выемочной выработки приконтурные породы кровли не увлажнены, а опыт погашения заанкерowanych выработок указывает на достаточное сцепление полимера с породой. Поэтому наиболее объектив-

ным будет моделирование контакта арматуры с породными стенками шпура как жесткого с однородными начальными условиями контакта по всей длине шпура.

Схема расположения анкеров кровли штрека несколько изменена в сравнении с «Паспорт крепления...»; однако эти изменения, сформулированные на основе опыта анкерного упрочнения выемочных выработок, касаются только количественных показателей, не изменяя качественной картины армирования пород кровли выработки.

Общее количество анкеров (11 штук) кровли штрека не изменяется, а корректируются координаты установки и длина боковых анкеров (см. рис. 7.2):

- два нижних анкера в каждом боку выработки имеют повышенную длину 2,8 м и пониженный угол наклона (10-20°) к горизонтальной оси; главная задача этих анкеров – формирование относительно целостной породной плиты из алевролита, которая, опираясь на жесткую часть охранной конструкции, призвана защитить бока выработки от чрезмерных вертикальных и боковых нагрузок;

- координаты установки анкеров выбраны из условия их равномерного расположения, как по контуру выработки, так и по длине анкера;

- общая задача анкеров – сформировать в непосредственной кровле грузонесущую плиту, которая в левом боку выработки опирается на угольный пласт, а в правом боку – на литую полосу штрека; если плита будет сохранять достаточную целостность, то кровля штрека будет в устойчивом состоянии, так как благодаря конструктивной податливости верхняка рамы, он «уйдет» от повышенных вертикальных нагрузок со стороны упрочненной плиты.

## **7.5. ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ОХРАННОЙ КОНСТРУКЦИИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ**

Выбор конструкции охранного элемента основан на накопленном опыте поддержания выемочных выработок позади очистного забоя и исследованиях [32], в том числе экспериментальных, выполненных на шахте «Красноармейская-Западная №1». В работе [37] выполнен достаточно всесторонний анализ эффективности применения различных охранных конструкций выемочных штреков с целью создания условий для их повторного использования.

Многообразие конструкций охранных элементов по режиму их работы при управлении горным давлением в окрестности выемочной выработки можно разделить на две основные группы, режимы работы которых принципиально отличается между собой. К первой группе относятся охранные конструкции, которые в поперечном сечении имеют достаточно постоянный режим работы: бутовые полосы, костры (бутокостры, пневмокостры), блочные и железобетонные тумбы, жесткие литые полосы и др. Ко второй группе относятся охранные конструкции, имеющие переменный режим работы в поперечном

сечении: двойные бутовые полосы, бутовая полоса в сочетании с органной крепью, различные вариации жестко-податливых и литых полос и др.

Главный критерий эффективности работы той или иной охранной конструкции заключается в обеспечении максимальной устойчивости выемочного штрека, что обуславливает возможность его повторного использования. С этой точки зрения охранная конструкция призвана выполнить две основные функции:

- максимально возможно в конкретных горно-геологических условиях разгрузить приконтурный массив в окрестности выемочной выработки не только в ее кровле, но и в боках и почве;

- сохранить соответствующую устойчивость и ограничить смещение породного контура выемочной выработки в пределах, допускаемых нормами ее эксплуатации.

С точки зрения сформулированных требований весьма информативным является режим работы двух представителей первой группы – податливой бутовой полосы и жесткой литой полосы. Малая реакция сопротивления и большая податливость в начальный период бутовой полосы приводит к тому, что породные слои основной кровли имеют значительный прогиб. При этом надугольная толща опускается как на бутовую полосу, так и на рамную крепь выемочной выработки с формированием соответствующей высокой нагрузки. Для разгрузки рамной крепи необходимо, чтобы ее податливость превышала податливость бутовой полосы. Если учесть предысторию работы рамы, особенно в опорной зоне впереди лавы, то требуемая величина податливости составит 600-1000 мм, иногда более, которую не способны обеспечить широко применяемые конструкции крепи типа КШПУ или КМП-А3. К тому же происходит значительное уменьшение высоты выемочной выработки до 1200-1700 мм [35, 36], что недопустимо по нормам ее дальнейшей эксплуатации. При значительном опускании основной кровли со стороны смежного выемочного участка образуется зона высокого опорного давления, также негативно влияющая на устойчивость выработки.

Весьма жесткая деформационно-силовая характеристика литой полосы способствует развитию высокого опорного давления в ее окрестности. Опускающиеся в выработанное пространство породные слои основной кровли получают жесткую опору в виде литой полосы, на которую действуют не только нагрузки от веса вышележащих пород в области пролета породных балок над выемочной выработкой, но и зависающая над выработанным пространством консоль из породных слоев. Высокое опорное давление действует не только на литую полосу, но и распространяется в близлежащие к контуру выемочной выработки области породного массива.

Другим негативным фактором является значительная концентрация нагрузок, передаваемых жесткой литой полосой на берму выемочной выработки, что способствует: во-первых, сколу части породной бермы, примыкающей к выработке, и, тем самым, создает высокую боковую нагрузку на стойку рамы; во-вторых, развитию пучения почвы штрека даже в условиях залегания

ния пород средней крепости [32, 41].

Идея создания охранных конструкций переменной по ширине жесткости далеко не нова [42], тем не менее, и в настоящее время ведутся исследования в этом направлении. Главный принцип работы жестко-податливых охранных конструкций заключается в реализации трех основных задач:

- перемещение зоны опорного давления, действующего на охранную конструкцию, в глубь выработанного пространства;
- создание вокруг выемочной выработки разгруженной зоны с формированием максимально приближенной к симметрии эпюры нагрузки на рамную крепь в пределах ее несущей способности;
- разгрузка приконтурной области бермы штрека во избежание ее скола (снижение боковой нагрузки на стойки рамы) и передачи пониженного опорного давления на почву (ограничение пучения).

Перечисленные факторы указывают на необходимость комплексного подхода к формированию охранной конструкции (см. рис. 7.2), при моделировании которой использованы следующие механические характеристики ее элементов.

Модуль деформации деревянных стоек при сжатии вдоль волокон согласно [28] составляет  $E_{d,cm} = 1,4 \cdot 10^4$  МПа.

Деформационные свойства бутовой полосы после усадки приняты на основе исследований [35-37, 43]: модуль деформации  $E_{b,n} = 50$  МПа, коэффициент поперечной деформации  $\mu_{b,n} = 0,4$ .

Литая полоса возводится из апробированной на шахте «Красноармейская-Западная №1» твердеющей смеси «БИ-крепь», которая при отвердевании характеризуется модулем деформации  $E_{л,n} = 1 \cdot 10^4$  МПа, согласно исследованиям [32].

В заключение обоснования параметров системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» следует уточнить и конкретизировать некоторые моделируемые моменты.

Угол падения пласта  $d_4$  изменяется в пределах  $\alpha = 2...5^\circ$ , а на исследуемом выемочном участке  $\alpha = 2...3^\circ$ ; поэтому в геомеханической модели приняты  $\alpha = 3^\circ$ .

Глубина подрывки почвы выемочного штрека согласно технической документации принята 1,0 м со стороны восстания пласта; таким образом, почва штрека подрывается на всю мощность алевролита и ее поверхность представлена более крепким песчаником.

В породах слабых и средней крепости в приконтурной части выработки образуется по ее периметру область разупрочнения пород от действия растягивающих напряжений в кровле и почве и концентраций сжимающих напряжений в боках выработки [44]. Эта область разупрочнения появляется в процессе сооружения выемочного штрека и развивается еще до подхода



лавы: по данным компьютерного моделирования [44] ширина области разупрочненных пород не превышает 1 м; по инструментальным наблюдениям [32] на шахте «Красноармейская-Западная №1» глубина разупрочнения составит 1,0-1,5 м. При моделировании системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» принята глубина разупрочненных пород 1 м со следующими характеристиками, установленными в работе [32]: сопротивление сжатию  $\sigma_{сж}^{разупр} = 5$  МПа, модуль деформации  $E^{разупр} = 200$  МПа.

В итоге, обоснованы параметры всех основных элементов системы «горный массив-охранная конструкция-крепь», по которым производится расчет их НДС.

## 7.6. ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ НА АДЕКВАТНОСТЬ РЕАЛЬНОМУ ОБЪЕКТУ

Задача данного этапа – проанализировать, в какой мере результаты расчета НДС системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» соответствуют (или не противоречат) классическим положениям механики подземных сооружений, существующим представлениям о процессах сдвижения слоистого массива в полость выработки, а также визуальным наблюдениям состояния конвейерного штрека. В случае положительной оценки разработанная геомеханическая модель рекомендуется к использованию для прогноза состояния выработок и обоснования принятия технических решений по их креплению и охране, например, для условий блока №10 шахты «Красноармейская-Западная №1».

На эпюре вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в окрестности выработки четко прослеживаются зоны разгрузки в кровле и почве и зона повышенного горного давления (ПГД) в боках, что вполне согласуется с существующими положениями механики подземных сооружений. В зоне ПГД в боках выработки имеются области, где  $\sigma_y$  превышает предел прочности на сжатие угля и алевролита, залегающего в непосредственной кровле и почве пласта  $d_4$ ; здесь образуются локальные области предельного состояния алевролита, создающие повышенное боковое давление на стойки рамы и приводящие к их изгибу с образованием пластических зон в самой стойке (как раз на участках, примыкающих к аргиллиту). В почве выработки зона разгрузки обширнее, чем в кровле, что связано, на наш взгляд, с двумя факторами: во-первых, кровля выработки упрочнена анкерами; во-вторых, в почве залегают мощный слой песчаника (обладающего повышенными прочностными и деформационными характеристиками по отношению к соседним слоям), который благодаря своей жесткости сдерживает проявления горного давления в почве, что также не противоречит современным исследованиям. Также общеизвестен факт (в механике подземных сооружений) более интенсивного

нагружения (разгрузки) того породного слоя (в составе слоистой толщи), который имеет повышенные деформационные характеристики в сравнении с соседними слоями, что и подтверждено на эпюре  $\sigma_y$ .

Обращает внимание характер распределения  $\sigma_y$  по длине анкеров: наиболее нагруженными растягивающими усилиями  $\sigma_y$  являются участки: заглубленный и примыкающий к выработке; средний участок длины анкера разгружен. Такое поведение анкера, закрепляемого по всей длине шпура, описано во многих исследованиях процессов анкерного упрочнения: преимущественное развитие перемещений породного контура выработки в сравнении с заглубленным концом заставляет арматуру анкера растягиваться и перемещаться совместно с породными стенками шпура; обычно величина перемещения анкера совпадает с перемещением породы в районе его середины (это разгруженный участок длины анкера), а по концам анкера перемещение породы или больше (контур выработки) или меньше (заглубленный конец), что обуславливает растяжение анкера и его ответную реакцию сжатия на прилегающий объем пород. Следовательно, полученный результат согласуется с существующими представлениями о механизме анкерного упрочнения пород.

В рамной крепи верхняк достаточно разгружен от  $\sigma_y$ , так как находится под защитой упрочненной анкерами кровли, а стойки (собирающие вертикальную нагрузку по всему контуру рамы) подвержены значительным напряжениям  $\sigma_y$  с появлением локальных пластических областей в районах примыкания алевролита, что в целом согласуется с визуальными наблюдениями в натуре.

Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  более однородна. Появляются растягивающие  $\sigma_x$  в почве, которые разупрочняют непосредственную часть основной почвы и могут вызвать развитие пучения. Особо высокая концентрация сжимающих  $\sigma_x$  наблюдается в углах выработки (в районе опор стоек) и их величина превышает  $\sigma_{сж}$  алевролита, что формирует область предельного состояния и повышенную боковую нагрузку в районе опор стоек. По высоте боков выработки также появляются области растягивающих напряжений  $\sigma_x$ , разупрочняющие породу. Это обусловлено изгибом приконтурной части угольного пласта и пород непосредственной кровли за счет действия повышенных вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в этой области. Данный фактор усиливает боковую нагрузку на стойки рамы. В непосредственной кровле появляется концентрация сжимающих  $\sigma_x$ , обусловленная упрочняющим действием анкеров: они формируют в кровле подобие грузонесущей породной балки (плиты), в которой при изгибе наблюдается сжатие в верхних ее частях, а в нижней – небольшие растягивающие  $\sigma_x$ . Эта картина полностью соответствует сложившимся представлениям о механизме уп-

рочняющего действия анкеров. Четко прослеживается растяжение крайнего анкера, имеющего наименьший угол наклона к оси  $X$ , что подтверждает адекватность моделирования анкерной крепи, также как и то, что в арматуре анкеров преимущественно вертикального расположения (как более жестком теле) действуют повышенные сжимающие  $\sigma_x$  в сравнении с породными стенками шпура.

В рамной крепи повышенная боковая нагрузка формирует сжимающие  $\sigma_x$  в верхняке. В стойках рамы действует весьма пониженные сжимающие  $\sigma_x$ , вносящие небольшой вклад в появление пластических зон по сравнению с  $\sigma_y$ .

Эпюра распределения приведенных напряжений  $\sigma$  подтверждает описанные выше закономерности: более глубокая степень разгрузки пород в непосредственной почве; относительно однородное поле пониженных  $\sigma$  в заанкерванной кровле, обуславливающее ее устойчивое состояние; зона ПГД в боках выработки относительно небольших размеров (до 4-5 м), в которой разрушению подвержены только локальные области алевролита в непосредственной кровле и почве. Уровень приведенных напряжений  $\sigma$  в арматуре анкеров не вызывает ее пластического течения, а в стойках рамы существует две области (район опоры и на высоте 1,8-2 м от почвы) появления пластического состояния стали Ст.5.

Таким образом, проведенное тестирование части геомеханической модели системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» не выявило принципиальных противоречий с современными исследованиями процессов сдвижения углевмещающей толщи в окрестности пластовой выработки, с одной стороны, и шахтными наблюдениями – с другой, что обосновывает целесообразность применения разработанной модели для прогнозной оценки состояния выемочных выработок при обработке пологих угольных пластов, например, блока №10 шахты «Красноармейская-Западная №1».

## ВЫВОДЫ

1. Для повышения адекватности моделирования процесса сдвижения углевмещающей толщи в окрестности выемочного штрека осуществлено одновременное выполнение трех условий:

- пространственное моделирование пространственных объектов;
- отражение реальной структуры углевмещающей толщи с описанием ее механических свойств по полной диаграмме деформирования материала каждого элемента;
- максимально достоверное моделирование всех конструктивных особенностей крепи, охранной конструкции и свойств их материалов.

2. В соответствии с принятой методологией компьютерного моделирова-

ния пространственной системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» обоснованы структура и свойства углевещающей толщи пласта  $d_4$  по полной диаграмме ее деформирования, наиболее объективно описывающей реальное состояние массива.

3. С учетом современных представлений о геомеханических процессах сдвижения надугольной толщи в выработанное пространство смоделированы структура и свойства зон шарнирно-блокового сдвижения и беспорядочного обрушения позади лавы.

4. Компьютерная модель рамно-анкерной крепи создана по условию максимально возможного отражения ее конструктивных особенностей. Обоснована модель замка податливости, позволяющая обеспечить стабильность вычислительного процесса при сформированной обширной базе учитываемых параметров геомеханической системы.

5. Обоснованы предварительные параметры наиболее рациональной в данных горно-геологических условиях охранной конструкции с набором моделируемых механических характеристик ее основных элементов.

6. Тестирование разработанной модели доказало ее адекватность реальному объекту и непротиворечие существующим представлениям о геомеханических процессах в окрестности выемочных выработок.

## 8. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ-НЕЗАМКНУТАЯ КРЕПЬ КШПУ С АНКЕРАМИ»

### 8.1. АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕГО ПОРОДНОГО МАССИВА

Анализ НДС в пределах размеров модели (44,9×60 м) необходим для выявления закономерностей поведения углевлещающего породного массива в целом и его влияния на комбинированную и охранную конструкцию, например, 5-го южного конвейерного штрека. Для всесторонней оценки состояния породного массива исследование проведено по каждой из основных компонент напряжений: вертикальных  $\sigma_y$ , горизонтальных  $\sigma_x$  и

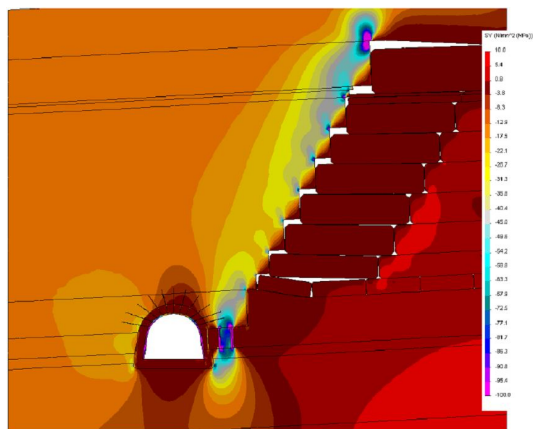


Рис. 8.1. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в углевлещающем породном массиве

так называемых приведенных  $\sigma$  или интенсивности поля напряжений, являющейся интегральной оценкой (по теории прочности Кулона-Мора) состояния элементарного породного объема. Анализ НДС массива выполнен по эпюре вертикальных напряжений, представленной на рис. 8.1. Со стороны смежного выемочного участка (в перспективе) наблюдается относительно однородное поле  $\sigma_y$  – очевидно, это обусловлено низкими прочностными и деформаци-

онными свойствами пласта  $d_4$ , который играет роль легко деформирующейся «постели», сглаживающей концентрации напряжений изгиба слоев кровли в полость штрека и далее в выработанное пространство. Данный факт подтверждает существующие закономерности нивелирования зоны опорного давления при снижении жесткости угольного пласта, подверженного к тому же частичному разупрочнению (как будет установлено ниже). Зона опорного давления распространяется в основную кровлю всего на высоту до 2,6 м и на ширину в нетронутый массив – до 8-9 м, далее эпюра  $\sigma_y$  стаби-

лизируется на уровне исходного негидростатического состояния ( $\sigma_y = \gamma H$ ). Концентрация  $\sigma_y$  в указанной области также невелика ( $\sigma_y = 1,10\gamma H$ ), а при приближении к штреку увеличивается до  $(1,5...1,8)\gamma H$ . Такая ситуация объясняется также залеганием в основной кровле мощного и крепкого песчаника, воспринимающего основную часть горного давления.

Непосредственно над штреком образуется зона разгрузки, затрагивающая основную кровлю (песчаник) на высоту до 2,8 м, в которой пониженные сжимающие  $\sigma_y$  переходят в растягивающие до 3-5 МПа при приближении к контуру штрека.

Наличие, размеры и форма зоны разгрузки в кровле штрека также не противоречат существующим геомеханическим исследованиям в данной области.

Значительные возмущения поля напряжений  $\sigma_y$  наблюдается при приближении к выработанному пространству, конкретно, к поверхности, характеризующую внутреннюю зону полных сдвижений. Здесь в основной и непосредственной кровле  $\sigma_y$  увеличивается до  $2\gamma H$  на расстоянии 1,5-4 м от поверхности внутренней зоны полных сдвижений (то есть, контакта непосредственной кровли с зоной беспорядочного обрушения, а основной кровли – с зоной шарнирно-блокового сдвижения). Ближе к упомянутому контакту  $\sigma_y = (2,5...3)\gamma H$ , а наибольшая концентрация  $\sigma_y = (4...5)\gamma H$  возникает в верхних угловых частях разломов при обрушении основной кровли. Однако эти концентрации  $\sigma_y$  носят локальный характер и области разупрочнения не оказывают существенного влияния на границу внутренней зоны полных сдвижений, внутри которой происходит разгрузка надугольной толщи, что соответствует современным представлениям о процессах сдвижения подработанной толщи. Ближняя к границе группа породных блоков основной кровли наиболее разгружена на уровне  $\sigma_y = (0...0,2)\gamma H$ , что обусловлено защитными функциями породной консоли основной кровли, нависающей над выработанным пространством. При дальнейшем движении в сторону выработанного пространства вертикальные напряжения увеличиваются до  $0,4\gamma H$ , при достаточно равномерном их распределении.

В надработанной почве пласта  $d_4$  разгрузка ближней к штреку области развивается до уровня появления растягивающих  $\sigma_y = (0,04...0,25)\gamma H$ , на расстоянии 15-25 м от штрека в глубь выработанного пространства, что свидетельствует о пучении разгруженной почвы, наблюдаемой в шахтных условиях. При движении в сторону штрека в основной и непосредственной почве под охранной конструкцией формируется концентрация сжимающих  $\sigma_y$  на уровне  $(1,5...4)\gamma H$ , которая распространяется в глубь до 4 м.

Непосредственно под выработкой образуется разгруженная область  $\sigma_y = (0...0,5)\gamma H$  на всю ширину выработки и глубину до 7-9 м, которая намного обширнее, чем зона разгрузки в кровле. Со стороны нетронутого массива область опорного давления в почве достаточно ограничена (шириной до 7 м и глубиной до 2,7 м) со слабо выраженной концентрацией сжимающих  $\sigma_y$ .

Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в углевмещающем массиве имеет следующие особенности (рис. 8.2). Благодаря повышенной деформативности угольного пласта  $d_4$  и

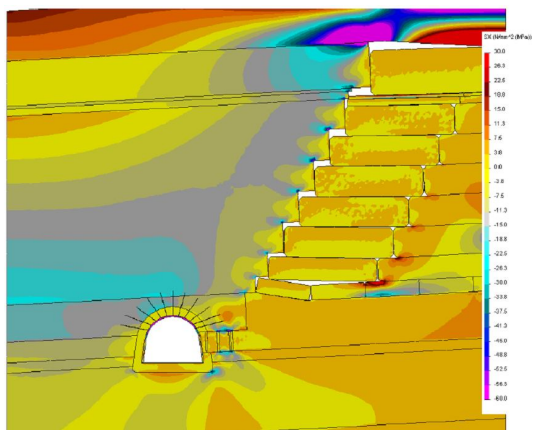


Рис. 8.2. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в углевмещающем породном массиве

большой мощности основной кровли в областях над штреком и со стороны нетронутого массива значительных возмущений напряжений изгиба не наблюдается. Так, в непосредственной кровле (тоже немалой мощности  $m_1^k = 3,7$  м) устанавливается относительно однородное поле сжимающих горизонтальных напряжений на уровне  $\sigma_x = 12...18$  МПа, что соответствует концентрации 1,3-2 от уровня исходного ( $\lambda\gamma H$ ) негидростатического состояния массива. Исключения

составляют приконтурные к штреку локальные области, где возникают небольшие растягивающие  $\sigma_x$  и концентрации сжимающих  $\sigma_x$  за счет более интенсивного изгиба непосредственной кровли.

В основной кровле, несмотря на ее большую мощность ( $m_1^k = 18,8$  м), все же проявляются напряжения изгиба: на нижней поверхности песчаника возникают сжимающие  $\sigma_x$  до 20-22 МПа, а на верхней границе – растягивающие  $\sigma_x$  до 6-9 МПа; это свидетельствует о прогибе песчаника в направлении полости штрека. Тем не менее, значительная мощность песчаника существенным образом ограничивает проявления горного давления.

Вышележащие менее мощные слои алевролита и пласта  $d_4^1$  также не подвержены высоким градиентам изменения компоненты  $\sigma_x$ . Исключение составляет граничный слой песчаника, который в модели нагружается давлением 20 МПа – это проявляются, так называемые, краевые эффекты, которые, как видно из рис. 8.2, имеют локальное распространение в пределах

мощности граничного слоя и не вносят искажений в НДС системы в окрестности выемочного штрека.

Аналогично эпюре  $\sigma_y$  компонента  $\sigma_x$  также имеет локальные концентрации в угловых частях границы внутренней зоны полных сдвижений, которые носят местный характер и не оказывают влияния на процесс сдвижения надугольной толщи.

В выработанном пространстве четко проявляется разгрузка массива от горизонтальных напряжений. В зоне шарнирно-блокового сдвижения (за исключением локальных контактных напряжений) породные блоки испытывают небольшой изгиб только в первом ряду (примыкающем к поверхности полных сдвижений). В зоне беспорядочного обрушения устанавливается практически равномерное поле растягивающих  $\sigma_x$ , обусловленных поднятием почвы в выработанном пространстве. То же объяснение касается и достаточно равномерного поля растягивающих  $\sigma_x$  в породах непосредственной и верхнем слое основной почвы под выработанным пространством.

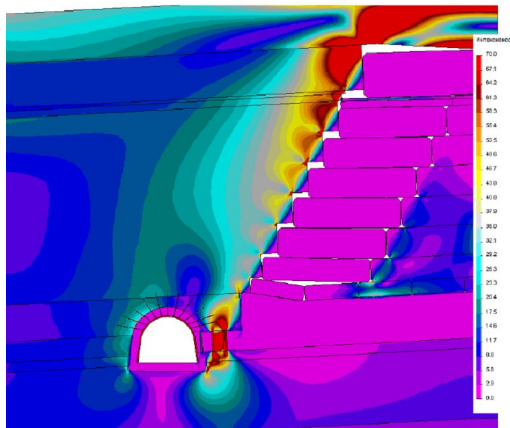


Рис. 8.3. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в углевмещающем породном массиве

Со стороны нетронутого угольного пласта в породах почвы также устанавливается однородное поле сжимающих  $\sigma_x$  (за исключением приконтурных пород) на уровне 0,6-1 от исходного негидростатического поля нетронутого массива, что, как и ранее, обусловлено повышенной деформативностью пласта  $d_4$  и защитными функциями мощной основной кровли.

Непосредственно под выемочным штреком наблюдаются растягивающие  $\sigma_x = 1...8$  МПа, а форма их области указывает на перемещение пород непосредственной и основной почвы в полость штрека.

Завершающим этапом анализа НДС углевмещающего массива является исследование поля приведенных напряжений  $\sigma$ , представленного на рис. 8.3.

Со стороны нетронутого массива наблюдается достаточно однородное поле  $\sigma = 7...15$  МПа фактически по всей высоте ( $y \approx 40$  м) модели. Над выемочным штреком в основной кровле приведенные напряжения возрастают, достигая максимума на границе с зоной шарнирно-блокового сдвижения; однако области, где может произойти разрушение песчаника, весьма ограничены и носят локальный характер.



В подработанной толще сформирована область разгрузки, особенно в первом ряду породных блоков и зоне беспорядочного обрушения, где  $\sigma$  не превышают 2 МПа. Во втором ряду породных блоков напряжение  $\sigma$  увеличивается до 5-10 МПа, что обусловлено снижением защитного эффекта со стороны консоли основной кровли.

В почве выработанного пространства также образуется зона разгрузки, где приведенные напряжения плавно возрастают с глубиной и удалением от выемочного штрека в диапазоне от 1-2 МПа до 9-14 МПа. Непосредственно под штреком в основной почве пласта  $d_4$  расположена зона разгрузки до 2-7 МПа, которая распространяется по глубине на всю мощность песчаника ( $m_2^I = 7,1$  м) основной почвы.

В целом, характер распределения поля напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma$  соответствует современным представлениям о деформировании углевмещающего массива в окрестности выемочной выработки.

## 8.2. ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ПОЛЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРИКОНТУРНОМ ПОРОДНОМ МАССИВЕ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Оценка напряженно-деформированного состояния пород вблизи выемочного штрека представляет повышенный интерес, так как именно оно оказывает решающее влияние на формирование проявлений горного давления.

Вертикальные напряжения  $\sigma_y$  в приконтурных породах представлены

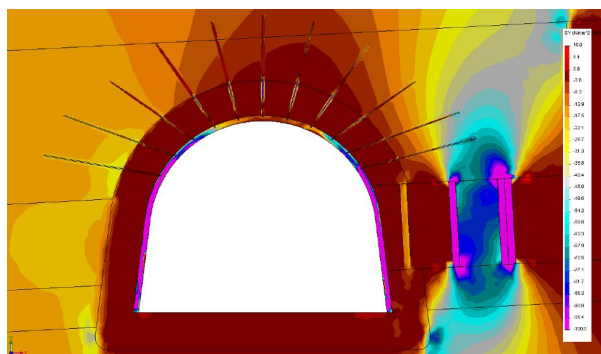


Рис. 8.4. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в приконтурных породах выемочной выработки

эпюрой на рис. 8.4. Зона разгрузки кровли выработки имеет форму свода, смещенного в сторону выработанного пространства, что соответствует шахтным наблюдениям. Небольшие растягивающие  $\sigma_y$  до 3-3,5 МПа образуют свод естественного равновесия высотой до 2,8 м и шириной до 5м. Вертикальная нагрузка от веса пород внутри свода составляет 180-190 кН на раму при шаге 0,8 м установки крепи и является существенно меньшей несущей способности (470 кН) крепи КШПУ-20,3 из спецпрофиля СВП-27. Поэтому разупрочненные породы в

кровле в пределах свода естественного равновесия не представляют опасности для крепи в целом и ее верхняка в частности.

В целом, возмущение  $\sigma_y$  в породах кровли до  $0,4\gamma H$  распространяется на высоту до 5 м и ширину до 0,9 ширины выработки в проходке. Здесь действуют пониженные сжимающие  $\sigma_y$ , но даже в случае действия разупрочняющих породу факторов нагрузка от веса пород этой зоны составит 350-400 кН, что также меньше максимальной несущей способности рамы. Поэтому по фактору действий вертикальных напряжений  $\sigma_y$  верхняк крепи КШПУ-20,3 находится в устойчивом состоянии, но оценка этого состояния будет продолжена по другим компонентам напряжений.

Следующая компонента, подвергнутая анализу в приконтурных породах, горизонтальная  $\sigma_x$ , эпюра которой приведена на рис. 8.5. В близлежащих породах кровли  $\sigma_x$ , как и положено, являются сжимающими; в приконтурных разупрочненных породах  $\sigma_x = 0...3,8$  МПа (до 0,4 от первоначального негидростатического состояния); выше разупрочненной зоны  $\sigma_x = 3...20$  МПа, что состав-

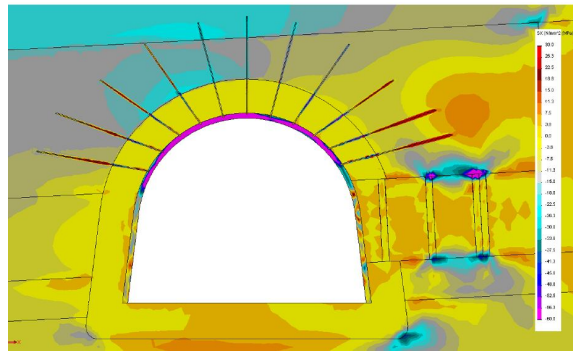


Рис. 8.5. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в приконтурных породах выемочной выработки

ляет 0,3-2,2 от исходного состояния массива. Из этого следует, что за зоной разупрочненных пород наблюдается высокий градиент изменения сжимающих  $\sigma_x$ . Концентрация  $\sigma_x = 15...20$  МПа наблюдается со стороны нетронутого массива и имеет форму неправильного свода, вытянутого в ту же сторону: высота – до 1,4 м, ширина – до 3,2 м. Данная концентрация опасности не представляет, так как растягивающих напряжений нет, а сжимающие  $\sigma_x$  гораздо меньше предела прочности алевролита на сжатие.

В целом, в непосредственной кровле сжимающие  $\sigma_x$  выше со стороны нетронутого пласта, чем со стороны выработанного пространства, что объясняется малым горизонтальным сопротивлением обрушенных пород.

Заключительным этапом оценки состояния приконтурных пород кровли является анализ приведенных напряжений  $\sigma$ , по которым исследуется устойчивость породы в области сжимающих напряжений по критерию прочности Кулона-Мора; эпюра приведена на рис. 8.6. В разупрочненных приконтурных породах, как и следовало ожидать, образуется область разгрузки с

напряжениями  $\sigma = 1...3$  МПа. Выше этой области в пределах непосредственной кровли напряжение меняется от  $\sigma = 4...9$  МПа со стороны выработанного пространства до  $\sigma = 20...30$  МПа со стороны нетроннутого угольного пласта, которые, однако, остаются меньше сопротивления сжатию алевролита. Со стороны нетроннутого угольного пласта на границе с разупрочненной областью наблюдается локальная область высотой до 0,15 м и шириной до 2 м, где  $\sigma = 32...37$  МПа и при сухих породах не вызывает их дальнейшего разупрочнения.

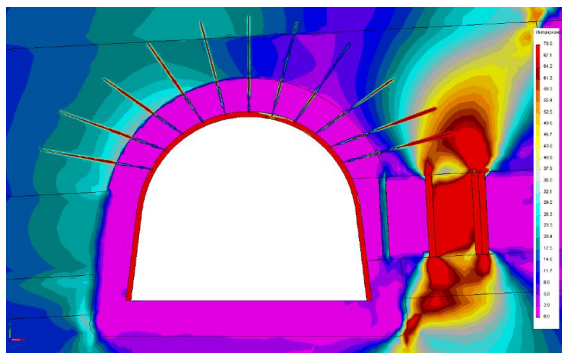


Рис. 8.6. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в приконтурных породах выемочной выработки

Таким образом, сжимающие  $\sigma_y$  напряжения недостаточны для разрушения приконтурных пород в кровле, а растягивающие  $\sigma_y$  образуют свод естественного равновесия, нагрузка от веса пород которого намного меньше несущей способности рамной крепи. Однако, интегральный показатель «несущая способность» требует уточнения в части анализа распределения напряжений непосредственно в

рамной крепи, что будет выполнено в последующем.

Теперь оценим состояние приконтурных пород боков выработки так же по трем компонентам  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma$  (см. рис. 8.4).

Вертикальное напряжение  $\sigma_y$  в боку штрека со стороны нетроннутого угля характеризуется следующими особенностями:

- разупрочненные породы, непосредственно примыкающие к крепи, разгружены до уровня  $\sigma_y = 1...4$  МПа, так как обладают значительной податливостью и находятся под защитой целостного массива;
- в целостных боковых породах возникают два локальных очага (до  $1,1 \times 0,4$  м) концентрации  $\sigma_y = 35...40$  МПа на уровне почвы выработки и расположения нижнего анкера;
- основной объем приконтурных боковых пород находится под действием  $\sigma_y = 22...30$  МПа, то есть концентрация напряжений в зоне опорного давления невелика и составляет  $(1,1...1,5)\gamma H$ .

Со стороны выработанного пространства в боках выработки возникают такие высокие возмущения, которые требуют отдельного исследования при оценке работы жестко-податливой охранной конструкции.

При оценке эпюры распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  (см. рис. 8.5) в боках выработки поступим аналогично и подвергнем анализу только приконтурные породы со стороны нетронутого угольного пласта (со стороны смежного выемочного участка). Здесь приконтурные разупрочненные породы малонагружены ( $\sigma_x = 0...3,8$  МПа благодаря своей высокой деформативности) за исключением участка по длине стойки небольшой толщины (до 0,2 м), где появляются растягивающие  $\sigma_x = 0...3,8$  МПа, что обусловлено перемещением стойки рамы в полость выработки. В целостных боковых породах действуют  $\sigma_x = 2...8$  МПа, то есть пониженной величины по отношению к исходному и негидростатическому состоянию. Небольшие растягивающие напряжения  $\sigma_x = 0...3,8$  МПа по почве пласта вызваны изгибом непосредственной почвы до границы с разупрочненными породами.

Эюра распределения приведенных напряжений  $\sigma$  в приконтурных боковых породах (см. рис. 8.6) со стороны нетронутого угольного пласта характеризуется следующими особенностями:

- разупрочненные породы разгружены ( $\sigma = 1...3$  МПа) благодаря своей высокой деформативности;
- в целостных боковых породах действуют напряжения  $\sigma = 18...25$  МПа на ширину до 1,8 м, которые не могут вызывать дополнительное разрушение боковых пород; исключение составляет слабый пласт  $d_4$ , который разупрочняется на указанную ширину.

Последним участком приконтурных пород вокруг выработки является ее почва, которая так же анализируется по трем компонентам  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и  $\sigma_z$ .

Вертикальное напряжение  $\sigma_y$  в близлежащем слое почвы штрека характеризуется наличием обширной зоны разгрузки, которую можно разделить на две части (см. рис. 8.4):

- приконтурная область разупрочненных пород, где благодаря резко повышенной подвижности породы вертикальное напряжение  $\sigma_y$  минимально и изменяются от небольших сжимающих (до 1-2 МПа) до небольших растягивающих (до 1 МПа); породы этой области вносят существенный вклад в развитие пучения;
- залегающая ниже (в основной почве) область разгрузки в целостном массиве выходит за пределы ширины выработки (8-8,5 м), по глубине распространяется до 7-9 м, которая является вторым фактором развития пучения пород почвы.

Внутри общей зоны разгрузки располагается область глубиной до 3 м, где  $\sigma_y$  изменяется от сжимающих 1-2 МПа до растягивающих 0-8 МПа и является одним из основных источников развития пучения пород почвы.

Эюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в почве выработки (см. рис. 8.5) отличается более плавным изменением их величины:

– в разупрочненной области непосредственно под выработкой действуют исключительно растягивающие  $\sigma_x$ , которым порода практически не сопротивляется, что является источником для развития пучения;

– если в боковых частях указанной области растягивающие  $\sigma_x$  достигают 3-3,8 МПа, то в центральной зоне они увеличиваются до 6-7 МПа и однозначно провоцируют дальнейшее разрыхление породы;

– в нижележащем целостном массиве ярко проявляется его прогиб в полость выработки с образованием области растягивающих  $\sigma_x = 4 \dots 10$  МПа практически по всей ширине выработки и глубиной до 1,1 м, где однозначно так же происходит разупрочнение породы; таким образом суммарная глубина разупрочнения пород почвы под выработкой достигает 2,1 м и является базой для проявлений пучения пород почвы выемочного штрека. Сохранение высоты штрека обеспечивается подрывкой почвы (после прохода лавы) на глубину 0,6 м, которая определяется как произведение глубины разупрочнения почвы на коэффициент ее разрыхления, согласно [34].

Приведенные напряжения  $\sigma$  (см. рис. 8.6), являясь интегральной характеристикой полей  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ , указывают на существование обширной зоны разгрузки в почве выработки, резко вытянутой вглубь. Поскольку в прилегающей области разупрочненных пород и под ней действуют в основном растягивающая  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ , то здесь величина приведенных напряжений минимальна ( $\sigma = 1 \dots 5$  МПа). В боковых частях зоны разгрузки  $\sigma$  увеличивается до 10-15 МПа, что многократно меньше прочностных характеристик пород основной почвы и не представляет опасности для разупрочнения ее боковых частей.

### **8.3. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ КОМБИНИРОВАННОЙ КРЕПИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ**

Поскольку технология крепления выемочного штрека предполагает комбинацию установки рам и системы анкеров, то анализ каждой из крепежных конструкций проведен отдельно для повышения детализации и глубины оценки их напряженного состояния.

#### **8.3.1. РАМНАЯ КРЕПЬ КШПУ**

Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в рамной крепи представлена на рис. 8.7 и позволяет сделать следующие выводы. Верхняя часть крепи КШПУ-20,3 является менее нагруженной, что является следствием ограниченных размеров свода естественного равновесия пород кровли штрека. В замке свода действует небольшой изгибающий момент, обусловленный прогибом верхняка в полость выработки – об этом свидетельствуют знакопеременные напря-

жения по высоте СВП от растягивающих  $\sigma_y = 3...12$  МПа до сжимающих  $\sigma_y = 8...17$  МПа. В этом ограничении изгиба замка свода, как и всего верхняка, немаловажную роль играет густая сетка армирования кровли анкерами.

При отходе от замка свода в направлении его пяты происходит увеличение  $\sigma_y$  до значений 80-100 МПа в районе замков податливости, что также обусловлено поворотом поперечного сечения СВП в направлении вертикальной нагрузки. В самой пяте свода (ниже замка податливости), которая располагается на криволинейном участке в стойке рамы, прослеживается уже существенный изгибающий момент: на наружной поверхности СВП  $\sigma_y = 70...80$  МПа, а на внутренней  $\sigma_y = 200...230$  МПа.

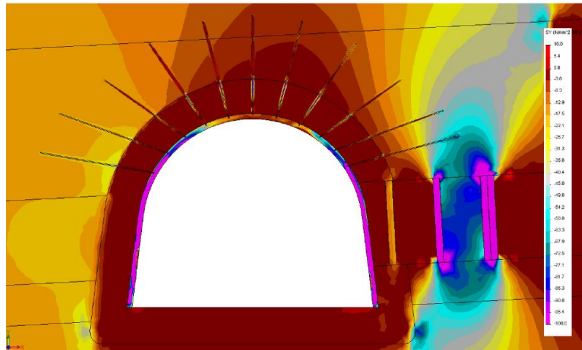


Рис. 8.7. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  комбинированной крепи выемочной выработки

Несмотря на определенную асимметрию эпюры  $\sigma_y$ , вызванную влиянием выработанного пространства, в качественном плане эпюры левой и правой полуветвей рамы достаточно похожи. Со стороны нетронутого угольного пласта  $d_4$  (в левой стойке) наблюдается участок длиной до 1,5 м, где рама деформируется в сторону массива; ниже располагается участок (длиной до 0,6 м), где изгиб стойки проявляется мало; затем на участке стойки длиной 0,65 м происходит ярко выраженный изгиб в полость выработки; на оставшейся длине стойки (около 0,8 м) происходит еще одно чередование направлений изгиба стойки, но с меньшей амплитудой.

Таким образом, левая стойка достаточно высоко нагружена вертикальными напряжениями  $\sigma_y$  при многократном чередовании ее изгиба; но, изгибу в сторону массива препятствуют сами приконтурные породы, а уровень максимумов  $\sigma_y$  остается ниже расчетного предела текучести  $\sigma_t = 270$  МПа стали Ст.5, из которой изготавливается спецпрофиль СВП-27.

В правой стойке (со стороны выработанного пространства) наблюдается аналогичная картина в качественном плане, но участок при перемещении стойки в направлении массива совпадает с мощностью вынутаго пласта. Следовательно, сопротивляться этому перемещению необходимо каким-либо искусственным образом, что и осуществлено предлагаемой охранной конструкцией.

Горизонтальное напряжение  $\sigma_x$  так же оказывает существенное влияние на напряженное состояние рамной крепи, поэтому необходимо провести детальный анализ ее эпюры (рис. 8.8).



Рис. 8.8. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в комбинированной крепи выемочной выработки

меньше (ниже горизонтальная нагрузка от пород кровли пласта  $d_4$ ), чем в левой части свода  $\sigma_x = 60...180$  МПа. Если в левой части свода направление изгиба верхняка преимущественно в сторону массива (прослеживается влияние анкеров), то в правой части свода, несмотря на анкера, наблюдается чередование направлений изгиба верхняка.

В стойках рамы также имеет место изгиб от действия  $\sigma_x$ , но он мало выражен, так как уровень действия весьма невелик: от растягивающих  $\sigma_x = 0...8$  МПа до сжимающих  $\sigma_x = 0...30$  МПа.

Оценка состояния стали Ст.5 рамы выполняется по величине приведенных напряжений  $\sigma$  (рис. 8.9), которая участвует в прочностном расчете крепи.

Эпюра  $\sigma$  наиболее сильно подвержена влиянию выработанного пространства: если в верхняке рамы наиболее нагружен полусвод со стороны нетронутого пласта, то наиболее нагружена стойка со стороны выработанного пространства.

В полусводе со стороны нетронутого угольного пласта наблюдаются два участка пластического состояния: в верхняке над замком

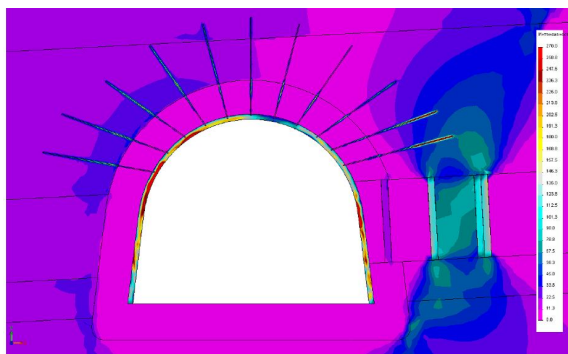
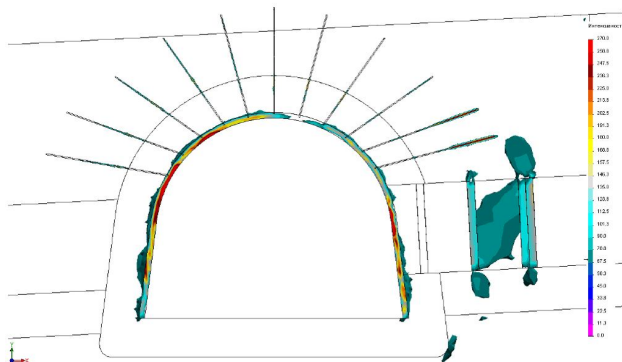


Рис. 8.9. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в комбинированной крепи выемочной выработки

Относительно компоненты  $\sigma_x$  верхняк является наиболее нагруженным элементом, который собирает всю горизонтальную нагрузку, действующую на раму. Здесь также проявляется асимметрия эпюры  $\sigma_x$ , обусловленная влиянием выработанного пространства: в правой части свода напряжения  $\sigma_x = 40...120$  МПа заметно

податливости длиной около 0,6 м; в криволинейной части стойки ниже замка податливости длиной 0,9 м. Эти участки усиливают упоминавшиеся ранее перемещения полусвода в сторону массива и по этой причине не представляют опасность для потери сечения штрека, однако, рама представляет цельную конструкцию и полусвод со стороны нетронутого пласта будет увлекать за собой полусвод со стороны выработанного пространства в полость выработки, компенсируя необходимые удлинения за счет выполаживания второго полусвода.



**Рис. 8.10.** Преобразованная эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в средствах крепления и охраны выемочной выработки

Уменьшению высоты штрека со стороны выработанного пространства способствует участок пластического состояния прямолинейной части стойки длиной около 0,6 м: при изгибе стойки в сторону выработанного пространства этот полусвод выполаживается еще больше. Для ограничения изгиба стойки рамы в выработанное пространство необходимо возводить охранную конструкцию.

Остальные участки контура рамы находятся в разной степени нагруженности компонентой  $\sigma$ , но не достигают пластического состояния стали Ст.5, что подтверждает преобразованная эпюра  $\sigma$  крепления и охраны выемочного штрека, приведенная на рис. 8.10.

### 8.3.2. АНКЕРНАЯ КРЕПЬ

Система анкеров в кровле штрека, хотя и не связанная конструктивно с рамной крепью, оказывает на последнюю существенное влияние. Поэтому при анализе их состояния необходимо выяснить два вопроса: не будет ли разрушаться тот или иной анкер при смещении кровли; насколько нагружен конкретный анкер и степень выполнения им функций упрочнения пород кровли выемочного штрека.

Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  (см. рис. 8.7) в анкерах характеризуется следующими особенностями:

- наибольшее значение  $\sigma_y$  развивается в центральных анкерах, ось которых близка к вертикальной координате  $y$ , что вполне естественно при огра-



ничении анкерами вертикальной составляющей перемещения пород кровли;

- арматура анкеров (за исключением боковых со стороны нетронутого пласта) находится в состоянии растяжения, то есть анкер выполняет свои функции по сдерживанию вертикальных перемещений пород кровли;
- наиболее активно анкера работают в разупрочненной области приконтурных пород кровли, что проявляется в очагах, сжимающих  $\sigma_y$  в породных стенках шпура, тогда как в остальных областях действуют растягивающие  $\sigma_y$ ;
- два боковых анкера со стороны нетронутого угольного пласта пока не нагружены напряжениями  $\sigma_y$ , но они будут вовлечены в процесс при обработке смежного выемочного участка.

Все перечисленное можно повторить и для горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ , но с поправкой на  $90^\circ$  – наиболее нагруженными компонентой  $\sigma_x$  являются боковые анкера (см. рис. 8.6). Арматура анкеров более нагружена растягивающими  $\sigma_x$  за пределами разупрочненных приконтурных пород, но в большей степени – со стороны выработанного пространства (см. рис. 8.5). Активная работа боковых анкеров над охранной конструкцией подтверждает целесообразность принятого решения об установке сближенных более длинных (2,8 м) анкеров, формирующих породную плиту над выработкой с опорой на литую полосу.

Состояние арматуры анкеров наиболее объективно оценивать по приведенным напряжениям  $\sigma$  (см. рис. 8.6, рис. 8.9 и рис. 8.10). Здесь отчетливо прослеживается максимальная нагруженность двух длинных боковых анкеров над охранной конструкцией, причем, наибольшая нагрузка приходится на участок над литой полосой. Далее по контуру верхняка анкера менее нагружены вплоть до центрального, расположенного по вертикальной оси выработки. Со стороны нетронутого пласта нагрузка на анкера снова возрастает, но в меньшей степени: очевидно, это связано с разупрочнением приконтурной части угольного пласта и смещением пород непосредственной кровли. Но, учитывая перспективу обработки смежного выемочного участка, можно утверждать, что характер нагружения анкеров приблизится к симметричному относительно вертикальной оси штрека, то есть соответствовать распределению со стороны охранной конструкции. В этой связи для более эффективной работы анкеров будет целесообразным их рассредоточение в центральной части свода штрека и более плотное расположение в боковых частях свода с увеличением длины до 2,8 м.

#### **8.4. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ОХРАННОЙ КОНСТРУКЦИИ**

Исследование работы охранной жестко-податливой конструкции проведем, как и прежде, по трем компонентам напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma$ .

Эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в двух масштабах их измерения приведены на рис. 8.4 и рис. 8.7. В целом, прогнозируемый режим работы жестко-податливой конструкции себя подтвердил. Податливая часть разгрузила приконтурные породы, жесткая часть воспринимает основную часть опорного давления со стороны выработанного пространства.

В забутовке закрепного пространства и приштрековой бутовой полосе действует однородное поле сжимающих  $\sigma_y$  до 8 МПа. Такое малое давление на почву пласта (берму штрека) обуславливает в ней аналогичное напряжение, не вызывающее дополнительного разупрочнения пород почвы. Ближний к штреку ряд деревянных стоек нагружен более интенсивно ( $\sigma_y = 15...23$  МПа) по причине повышенной жесткости сосны по сравнению с бутовой полосой; однако возмущения давления на берму носят весьма локальный характер и не сказываются на ее устойчивости.

На литую полосу и ограждающие ее деревянные стойки (органная крепь) формируется значительная вертикальная нагрузка, как самый жесткий элемент в исследуемой геомеханической системе. В деревянных стойках действуют  $\sigma_y = 90...100$  МПа разрушающей величины, но, из-за стесненных условий деформирования процесс разрушения не носит катастрофического характера, а происходит «размочаливание» древесины с некоторой податливостью стоек. На литую полосу действует  $\sigma_y = 50...85$  МПа, что также провоцирует разупрочнение ее материала «БИ-крепь», в процессе которого жесткость литой полосы снижается и она частично разгружается, сохраняя сопротивление сдвигающейся кровле. Повышению устойчивости жесткой части охранной конструкции способствуют два фактора:

– разупрочненные породы над литой полосой выравнивают эпюру давления по ее площади;

– разупрочненные породы под литой полосой позволяют ей частично вдавливаться в почву, приобретая, таким образом, некоторую податливость и «уходя» от чрезмерного опорного давления.

Второй фактор имеет еще одну особенность – возмущения компоненты  $\sigma_y$  под литой полосой распространяются в глубь почвы под некоторым углом с постепенным снижением величины. Поэтому, жесткий элемент необходимо располагать на некотором расстоянии от контура выработки, чтобы опорное давление под полосой не провоцировало скол бермы штрека и дополнительное развитие пучения пород почвы.

Поле распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в охранной конструкции, проанализированное по эпюрам на рис. 8.5 и рис. 8.8, характеризуется как весьма однородное по всей ширине с действием растягивающих  $\sigma_x = 0...5$  МПа. Локальные возмущения сжимающих  $\sigma_x = 15...60$  МПа появляются по контакту литой полосы с породами кровли и почвы угольного пласта и возникают за счет сил трения по этим контактам. Небольшие сжимающие на-

пряжения  $\sigma_x = 7...13$  МПа в непосредственной почве под литой полосой несколько повышают ее устойчивость, но не являются решающими.

Окончательно степень устойчивости охранной конструкции и примыкающих пород оценена по эпюре приведенных напряжений (см. рис. 8.6, рис. 8.9 и рис. 8.10).

В забутованном закрепном пространстве и бутовой полосе действует минимальное напряжение  $\sigma$  до 5 МПа, что и разгружает породы почвы пласта до уровня  $\sigma < 7$  МПа, который не провоцирует развитие дополнительного пучения пород почвы. В первом ряду деревянных стоек  $\sigma = 12...20$  МПа, что не вызывает их разрушения и они находятся в устойчивом состоянии.

Основную нагрузку воспринимает литая полоса с ограждающими ее деревянными стойками: здесь  $\sigma = 70...80$  МПа в литой полосе и  $\sigma = 100...130$  МПа в крайних рядах деревянных стоек. И тот, и другой элемент подвержены разрушению, но частичному, так как в процессе разупрочнения происходит осадка несущего элемента и нагрузка на него снижается.

В кровле угольного пласта над литой полосой возможно частичное разупрочнение алевролита, которое ограничивают заглубленные концы нижних анкеров. В почве угольного пласта под литой полосой так же образуется концентрация  $\sigma = 40...70$  МПа, частично ее разупрочняющая, что обеспечивает некоторую податливость жесткой литой полосе. Указанная концентрация  $\sigma$  распространяется в основную почву под выработку, но ослабевает, не доходя до размеров ее ширины. Поэтому, опорное давление, воспринимаемое литой полосой и передаваемое на берму, не вызывает дополнительных возмущений  $\sigma$  непосредственно под штреком и, соответственно, не провоцирует развития дополнительного пучения пород почвы. Тогда удаление литой полосы на 1,2-1,5 м от контура выработки является оптимальным.

## **8.5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПОДДЕРЖАНИЮ 5-ГО ЮЖНОГО КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА БЛОКА №10 ШАХТЫ «КРАСНОАРМЕЙСКАЯ-ЗАПАДНАЯ №1»**

Рамная крепь КШПУ-20,3 даже из спецпрофиля СВП-33 не может противодействовать горному давлению без комплексного подхода по управлению процессами деформирования приконтурных пород углевмещающего массива. Комплексность предполагает анкерное упрочнение пород кровли штрека и его охрану искусственным сооружением позади лавы. В этой связи простое увеличение металлоемкости рамной крепи нецелесообразно и рекомендуется перейти на более легкий тип профиля СВП-27 для крепи КПШУ-20,3. Данная рекомендация основана на том, что в близлежащих породах кровли свод естественного равновесия имеет такие размеры, что нагрузка на крепь от веса пород внутри него, примерно, в 2,5 раза меньше несущей способности крепи КШПУ-20,3. Снижение интенсивности напряжений на ло-



В породах почвы под выработкой происходит их разупрочнение на глубину до 2,1 м, что является базой для проявления пучения определенной интенсивности после прохода лавы и требует в перспективе проведения подрывки глубиной не менее 0,6 м для сохранения требуемой величины остаточного сечения выемочной выработки.

## ВЫВОДЫ

Комплексное исследование каждого из элементов геомеханической системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» позволило получить следующие основные результаты и сформулировать ряд выводов.

1. Относительно однородное поле основных компонент напряжений со стороны нетронутого пласта обусловлено двумя факторами:

– повышенной деформативностью пласта  $d_4$  при низких его прочностных характеристиках, что сглаживает концентрации напряжений в зоне опорного давления;

– мощным (18,8 м) и крепким песчаником основной кровли, не допускающим появления существенных напряжений изгиба вне зоны приконтурных к штреку пород.

2. В приконтурных породах кровли образуется свод естественного равновесия от действия вертикальных растягивающих напряжений  $\sigma_y$ . Однако, вес пород внутри свода примерно в 2,5 раза меньше несущей способности крепи КШПУ-20,3 из СВП-27, поэтому вертикальная нагрузка в кровле не может вызвать потерю устойчивости крепи.

3. Приконтурные породы боков штрека находятся в достаточно устойчивом состоянии благодаря своим прочностным характеристикам; исключение составляет пласт  $d_4$ , где от напряжений сжатия разупрочнение угля развивается на ширину до 2,8 м.

4. В породах почвы под выработкой происходит их разупрочнение на глубину до 2,1 м, что является базой для проявления пучения определенной интенсивности и требует в перспективе после прохода лавы проведения подрывки глубиной не менее 0,6 м для сохранения необходимого по требованиям эксплуатации остаточного сечения выемочного штрека.

5. По фактору распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  наиболее разгруженным элементом рамной крепи является верхняк, что обусловлено так же густой сеткой армирования пород кровли анкерами. Наиболее нагружены стойки рамы с многократным чередованием направлений их изгиба, то в полость выработки, то в сторону массива. Наиболее опасен изгиб стойки со стороны выработанного пространства на уровне вынутаго пласта  $d_4$ .

6. По фактору распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  наиболее нагруженным элементом является верхняк. Стойки рамы малонагружены

компонентой  $\sigma_x$ , что наряду с высоким  $\sigma_y$  создает условия для пластического течения их материала (на отдельных участках) по теории прочности по максимальным касательным напряжениям.

7. Рамная крепь в целом недогружена за исключением отдельных локальных участков по ее контуру; поэтому целесообразна замена СВП-33 на более легкий тип спецпрофиля СВП-27, а снижение интенсивности напряжений на ограниченных участках пластического состояния стали Ст.5 достигается регулированием параметров установки анкеров и охранной конструкции.

Для повышения эффективности работы анкеров по формированию грузонесущей породной плиты над штреком целесообразно их рассредоточить в центральной части свода и сконцентрировать в боковых частях с увеличением длины до 2,8 м, как это показано на рекомендуемой схеме крепления и охраны 5-го южного конвейерного штрека (см. рис. 8.11). Ограничение изгиба стойки рамы на уровне вынутаго угольного пласта выполняется с помощью податливой части охранной конструкции.

8. Литую полосу целесообразно возводить на расстоянии 1,2-1,5 м от контура выработки для исключения скола пород бермы и развития дополнительного пучения от опорного давления в почве пласта, вызванного литой полосой.

## 9. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ- ЗАМКНУТАЯ КРЕПЬ С АНКЕРАМИ»

### 9.1. АНАЛИЗИРУЕМЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗАМКНУТЫХ КОМБИНИРОВАННЫХ КРЕПЕЙ ВЫЕМОЧНЫХ ШТРЕКОВ

Поставлена задача изучить целесообразность замены рамной крепи КШПУ-20,3 на другие, примерно, равные по площади поперечного сечения крепи, имеющие либо повышенную несущую способность, либо повышенный отпор в почве выработки. Анализ различных типов рамных крепей позволило становиться на двух конструкциях:

- кольцевая крепь КМК-4-24,5, обладающая повышенной несущей способностью благодаря своей форме;
- крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом, обладающая повышенной реакцией отпора в почве выработки.

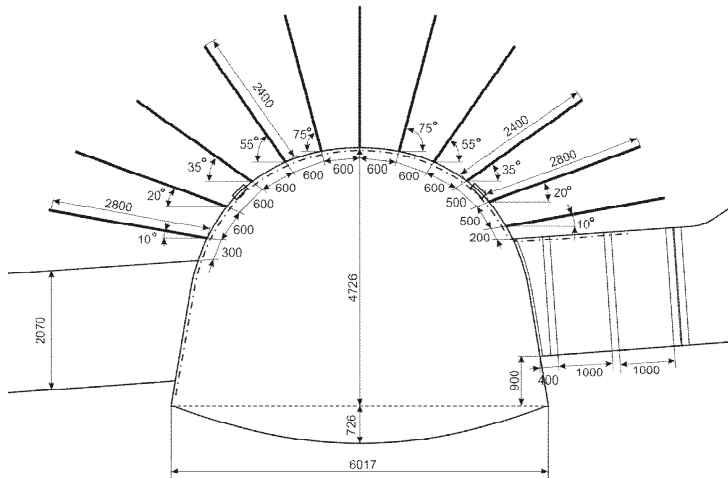


Рис. 9.1. Конструкция замкнутой комбинированной крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и анкерами

Конструкция крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом приведена на рис. 9.1 в комплексе с системой анкеров и охранной конструкцией. Последние два элемента остаются постоянными для всех трех видов исследуемых крепей. Параметры крепи: площадь сечения в свету до осадки – 20,3 м<sup>2</sup>, тип спецпрофиля СВП-27, рабочее сопротивление – 270 кН/арку, предельная несущая способность – 470 кН/арку [45].

Конструкция кольцевой крепи КМК-4 приведена на рис. 9.2 в совокупности с анкерами и охранной конструкцией. Параметры крепи: количество звеньев – 4, площадь сечения в свету до осадки – 24,5 м<sup>2</sup>, тип спецпрофиля СВП-27, рабочее сопротивление – 300 кН/арку, предельная несущая способность – 489 кН/арку [45].

Выбранные конструкции крепей будут сравниваться с базовой крепью КШПУ-20,3 (без обратного свода), которая используется на шахте для крепления выемочных выработок.

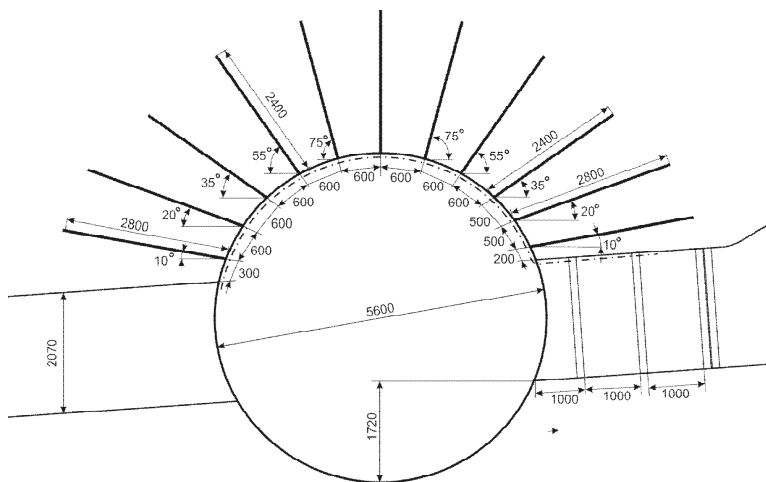


Рис. 9.2. Конструкция комбинированной кольцевой крепи КМК-4-24,5 с анкерами

## 9.2. АНАЛИЗ НДС УГЛЕВМЕЩАЮЩЕГО ПОРОДНОГО МАССИВА ВБЛИЗИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Комплексный анализ НДС предполагает исследование полей напряжений: вертикальных  $\sigma_y$ , горизонтальных  $\sigma_x$  и приведенных  $\sigma$ . Методически анализ каждой компоненты напряжений выполнен в сравнении предлагаемых двух замкнутых конструкций крепей (см. рис. 9.1 и рис. 9.2) с базовой крепью КШПУ-20,3 (см. рис. 7.2).

Исследование и анализ вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в замкнутых крепях выполнены по эпюрам, приведенным на рис. 9.3 (крепь с обратным сводом) и рис. 9.4 (кольцевая крепь). Эпюра  $\sigma_y$  в базовом варианте крепи КШПУ-20,3 представлена на рис. 8.4. В кровле выработки, независимо от вида крепи, образуется зона разгрузки в форме свода пониженных  $\sigma_y$ . Наи-



меньшие размеры области с глубиной разгрузки (0,4...0,8)  $\gamma H$  наблюдаются у выработки и крепи круглой формы: высота – до 3,3 м, ширина – до 4,6 м. Для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом высота зоны разгрузки составила 4,1 м, а ширина – до 5,5 м. В базовой крепи КШПУ-20,3 высота свода разгрузки достигает 4,5 м, ширина – 5,5 м. В указанной области разгрузки пород в кровле ближе к выработке образуется область предельного равновесия (также в виде свода), где появляются растягивающие  $\sigma_y$ , способствующие потере устойчивости данного породного объема. Здесь также минимальные размеры характерны для кольцевой крепи КМК-4-24,5: высота – до 1,9 м, ширина – до 3,4 м. Для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом высота – 2,2 м, ширина – 4,2 м; для незамкнутой (базовой) крепи КШПУ-20,3 соответственно высота – 2,0 м, ширина – 4,2 м.

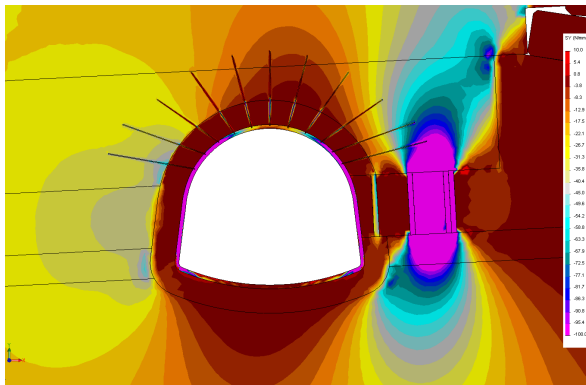


Рис. 9.3. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в близлежащем массиве при установке комбинированной крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и анкерами

Таким образом, очевиден вывод: кольцевая крепь благодаря повышенной реакции отпора ограничивает область разгрузки на 16-27%, а свод естественного равновесия – на 5-18%; установка обратного свода в крепи КШПУ-20,3 незначительно влияет на размеры как зоны разгрузки в кровле, так и области неустойчивых пород. Второй вывод касается ограниченных размеров свода естественного равновесия, вес пород внутри которого многократно меньше несущей

способности всех рассматриваемых видов крепей; поэтому данный фактор не является определяющим в процессе нагружения крепи и оценке ее устойчивости.

В боку выработки со стороны смежного выемочного участка (нетронутого угольного пласта) наблюдается следующая картина распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$ . В боку выработки образуется концентрация  $\sigma_y$  по отношению к исходному горному давлению  $\gamma H$ , величина которой для более объективной и надежной оценки степени влияния формы выработки и типа крепи разделена на три интервала: (1,8...2,2)  $\gamma H$ , (2,2...2,7)  $\gamma H$  и (2,7...3,1)  $\gamma H$ .

При сравнении крепи КШПУ-20,3 базовой и крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом сколь-нибудь существенной разницы в эпюрах  $\sigma_y$  не отмечается.

Наибольшие отличия наблюдаются у кольцевой крепи КМК-4-24,5:

- интервал концентрации  $\sigma_y = (1,8...2,2) \gamma H$  занимает область высотой более 12-15 м в сравнении с 5,0 м для крепей КШПУ-20,3; ширина области более 10-12 м в сравнении с 3,1 м для крепей КШПУ-20,3;

- более высокая концентрация  $\sigma_y = (2,2...2,7) \gamma H$  распространяется на высоту до 3,4 м (против 0,9 м для КШПУ-20,3) и ширину до 3,0 м (против 0,2 м); для крепей серии КШПУ наблюдается только два локальных очага данной величины концентрации  $\sigma_y$ , которые не представляют опасности для потери устойчивости боковых пород в целом;

- концентрация  $\sigma_y = (2,7...3,1) \gamma H$  весьма ограничена по размерам – высота до 1,7 м и ширина до 0,4 м; в крепях КШПУ такого уровня напряжений не возникает вовсе.

Таким образом, кольцевая крепь КМК-4-24,5 провоцирует более высокое развитие опорного давления в боку выработки, что можно объяснить повышенной жесткостью кольца в боковом направлении в сравнении с арочной формой крепи КШПУ.

В почве выработки, также как и в кровле, образуется зона разгрузки независимо от вида крепи, что указывает на соответствие результатов моделирования сложившимся геомеханическим представлениям о характере НДС массива в окрестности выемочной выработки. Но, существуют отличия в поле  $\sigma_y$  для разных видов крепей. Так, для степени разгрузки

$\sigma_y = (0,4...0,8) \gamma H$  размеры области установлены следующие:

- базовая крепь КШПУ-20,3 – глубина более 8 м, ширина – 7,8 м, что соответствует ширине выработки в проходке плюс ширина области разупрочненных приконтурных пород;

- крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом – глубина 5,8 м, ширина 6,7 м;

- кольцевая крепь КМК-4-24,5 – глубина 3,4 м; ширина 5,0 м.

Ближе к контуру выработки сжимающие  $\sigma_y$  переходят в растягивающие, которые и являются главной причиной разупрочнения пород почвы. Области действия растягивающих  $\sigma_y$  также существенно отличаются для разных видов крепей:

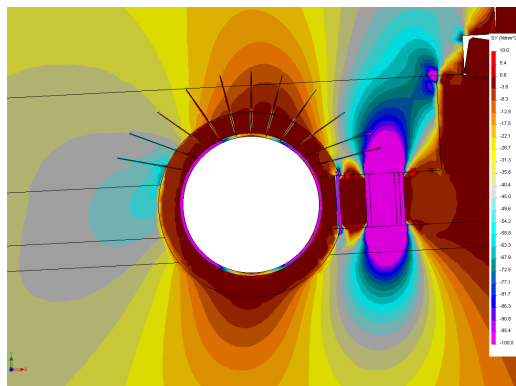
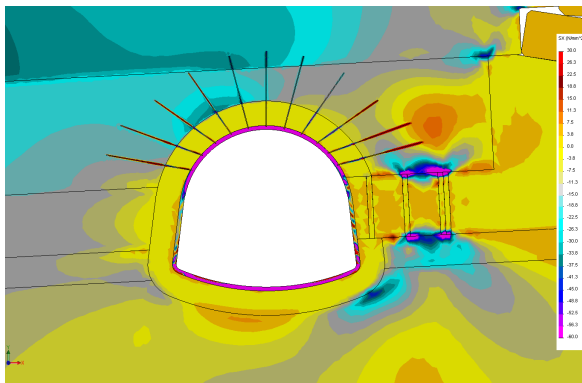


Рис. 9.4. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в близлежащем массиве при установке кольцевой крепи КМК-4-24,5

- базовая крепь КШПУ-20,3 – глубина до 3,8 м, ширина – 7,8 м;
- крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом – глубина до 3,1 м (0,81% от базовой крепи), ширина – 6,0 м (77%);
- кольцевая крепь КМК-4-24,5 – глубина до 1,8 м (47%), ширина – 4,4 м (56%).

Результаты расчетов убедительно свидетельствуют о том, что любая замкнутая крепь ограничивает область разупрочнения пород почвы и, соответственно, интенсивность пучения; в этом плане наиболее эффективна кольцевая крепь КМК-4, ограничивающая глубину разупрочнения пород почвы, более чем в два раза.

В целом, по фактору вертикальных напряжений  $\sigma_y$ , влияние вида крепи на НДС приконтурных пород оценивается неоднозначно: если в кровле отличия не столь существенны, то в боках кольцевая крепь КМК-4 провоцирует развитие более высокого опорного давления, а в почве более, чем в два раза ограничивает глубину разупрочнения пород.



**Рис. 9.5. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в близлежащем массиве при установке крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и анкерами**

Следующим этапом исследований является анализ поля распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ , эпюра которых приведена на рис. 9.5 для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и на рис. 9.6 для кольцевой крепи КМК-4-24,5. Эпюра  $\sigma_x$  в приконтурных породах для указанных крепей сравнивались с базовой крепью КШПУ-20,3 (см. рис. 8.5).

В кровле выработки за пределами разупрочненных приконтурных пород наблюдается асимметрия эпюры  $\sigma_x$ , практически стабильная для разных видов крепи. Так, со стороны смежного выемочного участка образуется концентрация сжимающих  $\sigma_x$ , в 1,5-3,0 раза превышающая начальные горизонтальные напряжения. Это свидетельствует об опускании породных блоков непосредственной кровли (алевролит), которые защемлены со стороны нетронутого массива. Аналогичное опускание в кровле происходит и со стороны выработанного пространства, что нагружает верхняя крепи. Этому процессу препятствуют анкера, так что перепады  $\sigma_x$  не так ярко выражены и практически не зависят от типа применяемой рамной крепи.

В боку выработки со стороны нетронутого массива наблюдается значи-

тельный градиент изменения  $\sigma_x$  по мере приближения к контуру выработки, который существенно зависит от вида применяемой рамной крепи. Это касается в основном участков контакта с угольным пластом, породами непосредственной почвы и в нижней части (высотой 0,5-0,8 м) приконтурных пород непосредственной кровли. Здесь наблюдается следующие тенденции:

– разгрузка 0,75 и более от начальных  $\sigma_x$  – ширина области 5,9 м для базовой крепи; 3,6 м (61% базовой крепи) для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом; 2,6 м (44%) для кольцевой крепи КМК-4-24,5;

– разгрузка 0,4-0,75 от начальных  $\sigma_x$  – ширина области 2,8 м для базовой крепи; 2,3 м (82%) для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом; 1,2 м (43%) для кольцевой крепи КМК-4-24,5;

– разгрузка 0-0,4 от начальных  $\sigma_x$  – ширина области 1,9 м для базовой крепи; 1,7 м (89%) для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом; для кольцевой крепи КМК-4-24,5 такая область разгрузки отсутствует.

Приведенные данные указывают, что замкнутые крепи, особенно кольцевой формы, существенно ограничивают ширину зоны разгрузки от напряжений  $\sigma_x$ , что объясняется повышенным их сопротивлением боковым нагрузкам.

В приконтурных породах почвы также наблюдаются существенные отличия поля  $\sigma_x$  для анализируемых видов крепи. Ширина области разгрузки в почве порядка 0-0,4 от начальных сжимающих  $\sigma_x$  выходит за пределы ширины выработки в проходке (7,8 м) для базовой крепи; для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом ширина зоны разгрузки составляет 4,4 м (56%), а для кольцевой крепи КМК-4-24,5 ширина области разгрузки сокращается до 1,7 м (22%).

При приближении к контуру выработки пониженные сжимающие  $\sigma_x$  переходят в растягивающие, которых, впрочем, не наблюдается для кольцевой крепи КМК-4-24,5. Интервал растягивающих  $\sigma_x = 0...3,8$  МПа действует по ширине 6,0 м в базовой крепи; 3,3 м (55%) для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом. Более интенсивные растягивающие  $\sigma_x = 3,8...7,5$  МПа действуют по ширине 3,4 м в базовой крепи и 1,0 м (29%) в крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом.

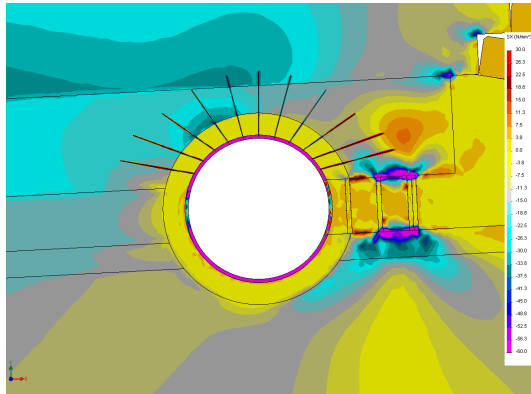


Рис. 9.6. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в близлежащем массиве при установке комбинированной крепи КМК-4-24,5 с анкерами

Таким образом, обратный свод крепи КШПУ-20,3 резко ограничивает область расслоения пород почвы выработки от растягивающих  $\sigma_x$ , а кольцевая крепь вовсе исключает появление растягивающих  $\sigma_x$ . Следовательно, наиболее устойчивая почва (по фактору компоненты  $\sigma_x$ ) имеет место при применении кольцевой крепи, которая сопротивляется пучению с максимальной реакцией.

Анализ НДС близлежащего к выработке углевещающего массива выполнен также по эпюрам приведенных напряжений  $\sigma$ .

В кровле выработки стабильно наблюдается концентрация  $\sigma$  со стороны нетронутого массива и зона разгрузки со стороны выработанного пространства для всех исследуемых типов крепей: базовой (см. рис. 8.6), крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом (рис. 9.7) и кольцевой крепи КМК-4-24,5 (рис. 9.8).

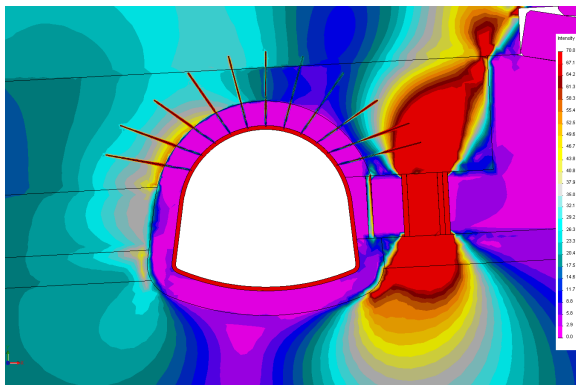


Рис. 9.7. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в близлежащем массиве при установке комбинированной крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и анкерами

Наибольшая концентрация  $\sigma = 70$  МПа возникает в непосредственной кровле при использовании кольцевой крепи, что обусловлено ее повышенной жесткостью при сопротивлении косонаправленным нагрузкам. Для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом  $\sigma_{max} = 55$  МПа, а для базовой крепи  $\sigma_{max} = 38$  МПа.

Если сравнивать  $\sigma_{max}$  с величиной сопротивления сжатию аргиллита обводненного  $R_{об} = 30,6$  МПа и необводненного  $R = 42$  МПа (по данным геологического прогноза шахты), то однозначно можно утверждать, что для крепей КШПУ-20,3 с обратным сводом и кольцевой крепи КМК-4-24,5 возникает область разупрочненных пород за пределами приконтурного массива. Размеры данной области разупрочнения зависят от типа применяемой рамной крепи, так как прослеживается тенденция увеличения концентрации приведенных напряжений с ростом сопротивления крепи косонаправленным нагрузкам со стороны нетронутого массива. Так, для крепи КМК-4-24,5 наблюдаются максимальные размеры области разупрочнения обводненной непосредственной кровли ( $R_{об} = 30,6$  МПа): ширина до 2,6 м, высота 7,4 м, то есть область разупрочнения выходит за пределы высоты выработки. Для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом высота области разупрочнения соответствует высоте выработки (4,7 м), что

ветствует высоте выработки (4,7 м), что составляет 64% от предыдущего варианта, а ширина разупрочнения достигает 2,1 м (81% от максимального значения). Еще меньше размеры области разупрочнения для базовой крепи, характеризующейся пониженным сопротивлением косонаправленным нагрузкам: высота – до 2,6 м (35%), ширина – до 1,1 м (42%).

Необходимый алевролит непосредственной кровли имеет более высокое сопротивление сжатию ( $R = 42$  МПа), поэтому область разупрочнения для всех типов крепей более ограничена:

- кольцевая крепь КМК-4-24,5: высота – до 3,9 м, ширина – до 1,9 м;
- крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом: высота – до 2,3 м (59%), ширина – до 1,2 м (63%);
- для базовой крепи зона разупрочнения сухого алевролита вообще отсутствует.

Размеры зоны разгрузки в кровле со стороны выработанного пространства также некоторым образом связаны с жесткостью конструкции крепи, поскольку эта зона располагается асимметрично относительно вертикальной оси выработки и здесь замкнутые крепи имеют существенно большее сопротивление косонаправленной нагрузке. Так, в наименее жесткой базовой крепи ширина зоны разгрузки развивается до 3,7 м, а высота – до 6,0 м, затрагивая песчаник основной кровли; для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом ширина зоны разгрузки сокращается до 2,4 м (65% от базовой крепи), а высота – до 4,4 м (73%); для кольцевой крепи КМК-4-24,5 ширина уменьшается до 2,0 м (54%), а высота остается прежней – 4,4 м (73%).

В почве выработки также образуется область разгрузки, которая имеет тенденцию к сокращению с увеличением реакции отпора крепи в направлении почвы. Более конкретно, для базовой крепи ширина зоны разгрузки выходит за пределы выработки и составляет 7,9 м, глубина распространения превышает 10-11 м; для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом ширина зоны разгрузки сокращается до 5,0 м (63%), а высота – до 3,6 м (менее 36%). Еще более уменьшаются размеры для кольцевой крепи КМК-4-24,5: ширина – до 2,0 м (25%), высота – до 1,5 м (менее 15%).

По результатам анализа НДС близлежащего массива при разных типах рамной крепи в составе комбинированной, например, конвейерного штрека

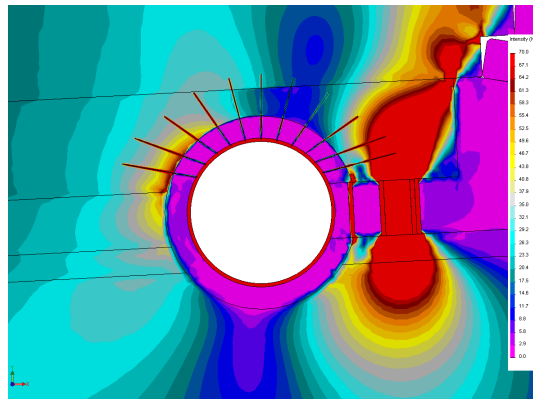


Рис. 9.8. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в близлежащем массиве при установке комбинированной кольцевой крепи КМК-4-24,5 с анкерами

очевиден главный вывод – замкнутые крепи, имеющие повышенное сопротивление в боках и почве выработки, провоцируют рост напряженного состояния (увеличиваются концентрации напряжений, уменьшаются размеры областей разгрузки) в близлежащем породном массиве, что предопределяет увеличение нагрузки на крепь. В этом плане единственным позитивным моментом является сокращение области действия и величины растягивающих напряжений в почве, характеризующих процесс ее пучения.

### 9.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУЗОНЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ КОМБИНИРОВАННЫХ КРЕПЕЙ В СОСТАВЕ ЗАМКНУТЫХ РАМ И АНКЕРОВ

Для более глубокого и всестороннего анализа НДС разных конструкций комбинированных крепей раздельно исследованы две составляющие – рамная и анкерная крепи, так как они конструктивно не связаны в единую грузонесущую систему. Поскольку в рамной крепи и анкерах все компоненты напряжений имеют более высокие значения, то использованы эпюры с увеличенным интервалом напряжений.

#### 9.3.1. ЗАМКНУТЫЕ РАМНЫЕ КРЕПИ КШПУ С ОБРАТНЫМ СВОДОМ И КОЛЬЦЕВАЯ КМК-4

Анализ НДС в рамной крепи первоначально выполнен по эпюрам вертикальных напряжений  $\sigma_y$ , которые приведены на рис. 9.9 для крепи КШПУ-

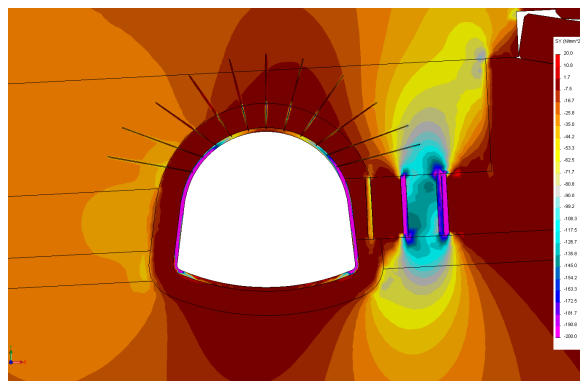


Рис. 9.9. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в рамной крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и анкерах

20,3 с обратным сводом и на рис. 9.10 для кольцевой крепи КМК-4-24,5. Эти эпюры сравниваются с распределением  $\sigma_y$  для базовой крепи КШПУ-20,3 (см. рис. 8.7).

Несмотря на разные конструкции рамных крепей в характере распределения  $\sigma_y$  наблюдаются общие черты. Так, в верхней рамы наблюдается наиболее высокий градиент изменения  $\sigma_y$  по контуру. В центральной части свода действуют растягивающие  $\sigma_y$ , что указывает на его прогиб в полость

выработки. Однако, длина участка действия растягивающих  $\sigma_y$  достаточно ограничена благодаря густой сетке армирования кровли анкерами: в базовой крепи КШПУ-20,3 длина участка растягивающих  $\sigma_y$  составляет 1,4 м; в кольцевой крепи КМК-4-24,5 длина участка – 1,2 м. Таким образом, разная форма крепи несущественно сказывается на распределении растягивающих  $\sigma_y$  в центральной части свода; очевидно, здесь сказывается влияние анкерной крепи. По обе стороны от вертикальной оси верхняка происходит переход растягивающих  $\sigma_y$  в сжимающие: длина участка пониженных сжимающих  $\sigma_y < 40$  МПа отличается для разных типов крепи: базовая – 2,4 м, КШПУ-20,3 с обратным сводом – 2,0 м, крепь КМК-4-24,5 имеет наименьшую длину участка 1,7 м. Эти данные указывают, что чем жестче крепь, тем меньше длина участка пониженных  $\sigma_y$  (участок разгрузки) и, соответственно, крепь воспринимает на себя повышенную нагрузку при прочих равных условиях.

При дальнейшем движении от вертикальной оси выработки напряжения  $\sigma_y$  возрастают до

200 МПа во всех видах крепи, что связано с геометрией свода, когда поперечное сечение СВП поворачивается под восприятие в основном вертикальной нагрузки в районе пяты свода. Длина участков роста  $\sigma_y$  неодинакова со стороны нетронутого массива и со стороны выработанного пространства. Со стороны нетронутого массива повышенные сжимающие  $\sigma_y$  находятся на внутренней части сечения СВП, что указывает на изгиб этого участка в сторону массива. Длина данного участка имеет тенденцию некоторого снижения с увеличением жесткости крепи: 1,3 м – базовая крепь; 1,1 м – крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом; 1,0 м – кольцевая крепь КМК-4-24,5. Это еще один аргумент в подтверждение тенденции увеличения нагрузки на более жесткую крепь в одних и тех же условиях.

В стойках рамы (или боковой части кольцевой крепи) сжимающие  $\sigma_y$  максимальны (170-200 МПа) для всех рассматриваемых конструкций крепи. В верхних частях стоек (пяты свода) изгиб происходит в сторону нетронутого массива, а ниже – в полость выработки. Несколько иная ситуация наблюда-

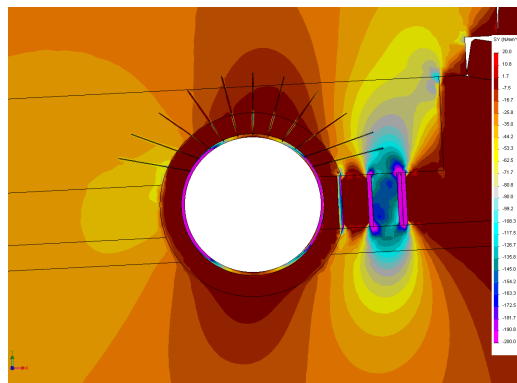


Рис. 9.10. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в рамной кольцевой крепи КМК-4-24,5 и анкерах



ется в рамках со стороны выработанного пространства. Во-первых, участок увеличения  $\sigma_y$  до 170-200 МПа несколько длиннее: 1,2 м – для кольцевой крепи; 1,3 м – для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом; 1,6 м – для базовой крепи. Здесь также прослеживается тенденция уменьшения длины разгруженного участка с увеличением жесткости крепи, что эквивалентно увеличению ее нагруженности. Во-вторых, на разгруженном участке со стороны выработанного пространства изгиб рамы происходит в полость выработки. Далее в стойках рамы (или боковой части кольцевой крепи) сжимающие  $\sigma_y$  увеличиваются до 170-200 МПа, но их изгиб происходит уже в направлении выработанного пространства – вот почему важно для ограничения деформаций стоек рамной крепи

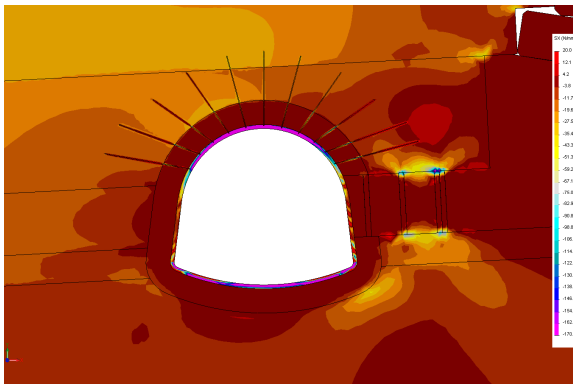


Рис. 9.11. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в рамной кольцевой крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и анкерах

производить тщательную забутовку закрепного пространства по высоте охранный конструкции. В обратном своде крепи КШПУ-20,3 происходит следующее перераспределение  $\sigma_y$ . В угловых частях действуют сжимающие  $\sigma_y = 50...140$  МПа, которые способствуют изгибу лежня в сторону почвы. Очевидно, благодаря этому изгибу лежень натягивается и испытывает достаточно равномерное растяжение  $\sigma_y = 0...10$  МПа в пределах поперечного сечения СВП и на основной его длине. Аналогичная ситуация наблюдается и в нижней части кольцевой крепи КМК-4-24,5, только здесь участки пониженных сжимающих  $\sigma_y = 50...140$  МПа заметно длиннее, а участок растягивающих  $\sigma_y$  короче, что объясняется повышенным сопротивлением кольца нагрузкам со стороны почвы.

Эпюры горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом приведены на рис. 9.11, кольцевой крепи КМК-4-24,5 – рис. 9.12, а для базовой крепи – на рис. 8.8.

Верхняк для всех исследуемых типов крепей находится под действием сжимающих  $\sigma_x$ . Но, если в базовой крепи очаги максимумов  $\sigma_x = 150...170$  МПа имеют локальное распространение, то у крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом большая часть верхняка на длине 5,1 м находится под

действием  $\sigma_x = 150...170$  МПа; аналогично для крепи КМК-4-24,5 этот участок составляет 5,4 м. То есть, подтверждается ранее установленный факт, что на крепи с повышенным сопротивлением боковым нагрузкам формируется усиленное горное давление, в данном случае в горизонтальном направлении. Распределение  $\sigma_x$  в поперечном сечении СВП таково, что со стороны нетронутого массива верхняя часть изгибается в его направлении, а со стороны выработанного пространства – в полость выработки.

В стойках и боковых частях рам со стороны нетронутого массива в районе пяты свода сжимающие  $\sigma_x$  снижаются, но изгиб рамы стабильно происходит в направлении массива независимо от типа крепи. Далее сжимающие  $\sigma_x$  переходят в растягивающие до 20 МПа, которые провоцируют изгиб прямолинейной части стойки в полость выработки. В кольцевой крепи качественная картина аналогична, но, из-за повышенного сопротивления боковым нагрузкам, участок растягивающих  $\sigma_x$  имеет локальный характер.

В стойках и боковых частях со стороны выработанного пространства также происходит снижение сжимающих  $\sigma_x$  в пяте свода с последующим переходом в небольшие растягивающие  $\sigma_x$  на отдельных участках. Отличие заключается в том, что изгиб прямолинейной части стоек происходит в сторону выработанного пространства; то же происходит и в боковой части кольцевой крепи.

В обратном своде крепи КШПУ-20,3 практически по всей длине действуют сжимающие  $\sigma_x = 140...170$  МПа без явных признаков его прогиба, также как и в нижней части кольцевой крепи КМК-4-24,5. Но, величина сжимающих  $\sigma_x$  указывает на высокую нагруженность обратного свода по ранее установленной причине образования в почве обширной области разупрочненных пород.

Заключительная часть анализа НДС рамной крепи выполнена по распределению приведенных напряжений  $\sigma$ , эпюры которых приведены: на рис. 9.13 – для крепи КШПУ с обратным сводом; на рис. 9.14 – для кольцевой крепи КМК-4-24,5; на рис. 8.9 – для базовой крепи.

Отмеченные ранее факты действия в раме повышенных вертикальных  $\sigma_y$  и горизонтальных  $\sigma_x$  напряжений в замкнутых креплениях отразились и на эпюре

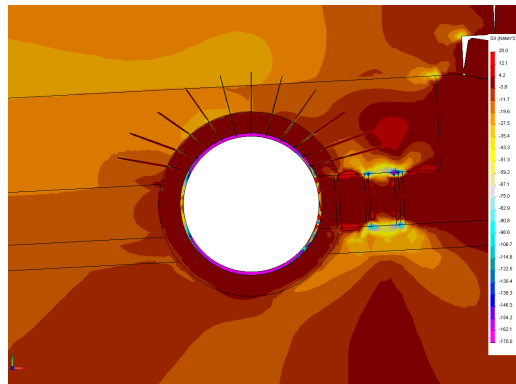


Рис. 9.12. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в рамной крепи КМК-4-24,5 и анкерах

приведенных напряжений  $\sigma$ . Если в базовой крепи максимумы  $\sigma = 230...270$  МПа (приближающиеся к пределу текучести стали Ст.5) имеют

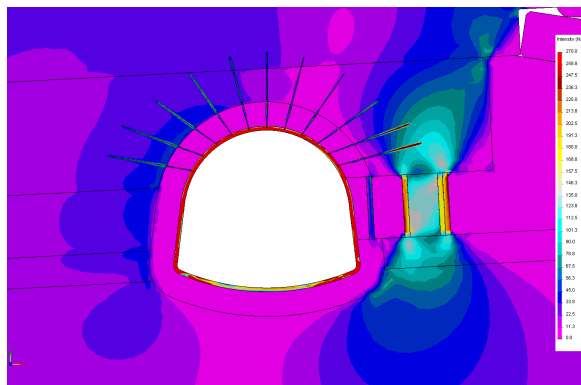


Рис. 9.13. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом и анкерах

локальное распространение по контуру рамы, то в замкнутых креплениях в верхняке и стойках отмеченный уровень  $\sigma$  имеет сплошное распространение, что подтверждает ранее установленный факт действия повышенных нагрузок на более жесткие крепи. Данный вывод распространяется и на обратный свод: более выположенный обратный свод в крепи КШПУ-20,3 менее нагружен по большей части своей длины, чем нижняя часть кольцевой крепи КМК-4-24,5.

В заключение анализа НДС трех конструкций рамных крепей очевиден вывод, что два типа замкнутой крепи более нагружены по сравнению с базовой крепью и по этому фактору не представляется целесообразным их использование в рассматриваемых условиях при креплении повторно используемых выемочных выработок.

Второй вывод касается деформаций контура крепей, что схематично представлено на рис. 9.15. Наиболее опасные деформации верхняка происходят со стороны выработанного пространства в полость выработки; очевидно, это обусловлено опусканием породных блоков основной кровли, консольно зависающих над выработкой. Здесь позитивную роль играет анкерная крепь, ограничивающая деформации верхняка; и, если есть техническая возможность, то со стороны выработанного пространства необходимо устанавливать анкера повышенной длины. Также необходимо для исключения деформаций стоек (или боковых частей кольцевой крепи) в сторону охранной конструкции производить тща-

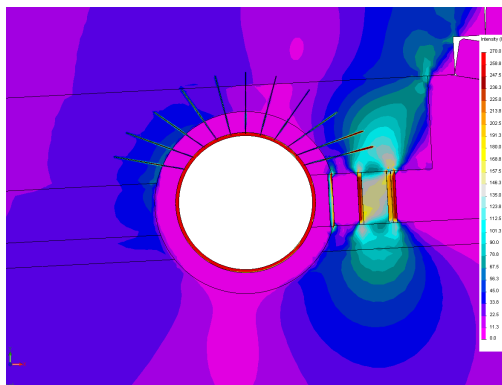


Рис. 9.14. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной кольцевой крепи КМК-4-24,5 и анкерах

тельно производить тщательный анализ напряжений и деформаций в охранной конструкции.

тельную забутовку закрепного пространства перед первым рядом деревянных стоек. Ограничение деформаций стоек рамы автоматически ограничит прогибы верхняка – такой комплекс мероприятий позволит улучшить состояние выемочной выработки.

### 9.3.2. АНКЕРНАЯ КРЕПЬ

Оценка состояния анкерной крепи весьма важна [46] с точки зрения эффективности выполнения анкерами своих функций по формированию в кровле выработки грузонесущей армопородной конструкции, опирающейся с одной стороны на нетронутый массив, а с другой – на охранную конструкцию, что позволяет защищать выработку от чрезмерного горного давления.

Распределение вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в анкерах оценивается по эпюрам, приведенным на рис. 9.9 для крепи КШПУ с обратным сводом, рис. 9.10 для кольцевой крепи КМК-4-24,5 и рис. 8.7 для базовой крепи. Независимо от типа крепи наблюдается постоянная картина растяжения арматуры анкеров, имеющих преимущественно вертикальное расположение, и действия сжимающих  $\sigma_y$  у анкеров, расположенных преимущественно в горизонтальном направлении. В разупрочненных приконтурных породах практически повсеместно действуют в арматуре анкеров повышенные растягивающие  $\sigma_y$ , что обусловлено увеличенной деформативностью расслаивающегося массива. В вышележащих более целостных породах основной и непосредственной кровли (более высокий модуль деформации) растягивающие  $\sigma_y$  в арматуре несколько снижаются, так как происходит совместное опускание пород кровли с установленными в них анкерами. Преимущественно горизонтальные два нижних анкера со стороны выработанного пространства также подвержены растяжению напряжениями  $\sigma_y$ , что указывает на косонаправленное перемещение непосредственной кровли над охранной конструкцией. Исключение составляют два нижних анкера со стороны нетронутого массива, у которых арматура находится под действием сжимающих  $\sigma_y$  в целостном массиве и практически не нагружена

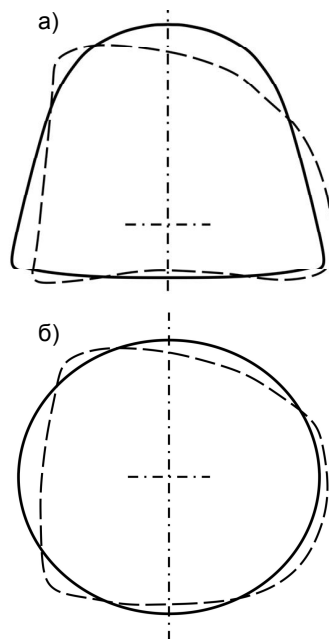


Рис. 9.15. Схема деформации контура замкнутых рамных крепей: а) крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом; б) кольцевая крепь КМК-4-24,5

в приконтурных разупрочненных породах. Таким образом, по фактору распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  подтверждена работа анкеров по ограничению опускания пород кровли.

Для анализа поля горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в арматуре анкеров использованы эпюры на рис. 9.11 – крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом; рис. 9.12 – кольцевая крепь КМК-4-24,5; рис.8.8 – базовая крепь. Независимо от типа рамной крепи эпюры  $\sigma_x$  в анкерах достаточно стабильны как в качественном, так и количественном плане.

Со стороны нетронутого массива четыре крайних анкера подвержены растягивающим  $\sigma_x$  на участке ненарушенной непосредственной кровли. В приконтурных нарушенных породах растяжение арматуры происходит в районе наружного конца анкера на длине 0,3-0,5 м, а дальше в глубь разупрочненных пород действуют небольшие сжимающие  $\sigma_x = 10...25$  МПа.

Четыре центральных анкера, расположенных преимущественно вертикально, нагружены незначительными сжимающими  $\sigma_x$ , передающимися от массива, находящегося под действием сжимающих  $\sigma_x = 7...20$  МПа.

В трех крайних анкерах со стороны выработанного пространства наблюдается картина распределения  $\sigma_x$  по длине арматуры, аналогичная анкерам со стороны нетронутого массива. Это указывает на интенсивное перемещение близлежащих пород не только в вертикальном, но и боковом направлении; тогда упрочнение непосредственной кровли вплоть до плоскости напластования с угольным пластом полностью оправдано.

По величине приведенных напряжений  $\sigma$  (рис. 9.13 для крепи КШПУ с обратным сводом, рис. 9.14 для кольцевой крепи КМК-4-24,5, рис. 8.9 для базовой крепи) наиболее объективно оценивать состояние арматуры анкеров и возможность ее перехода в пластическое состояние (предел текучести  $\sigma_T = 220...230$  МПа). Следует отметить, что все анкера работают под нагрузкой и выполняют свои функции по упрочнению пород непосредственной кровли, а тип рамной крепи не оказывает существенного влияния на эпюру  $\sigma$  в анкерах.

Наиболее нагруженными являются два нижних анкера со стороны выработанного пространства: на заглубленном участке длиной 1,0-1,2 м развиваются  $\sigma = 210...250$  МПа, вызывающие пластическое течение арматуры; эти участки как раз располагаются над охранной конструкцией; остальная длина арматуры (со стороны выработки) нагружена  $\sigma = 50...170$  МПа и находится в упругом состоянии.

Третий анкер (по высоте установки) со стороны охранной конструкции менее нагружен, однако величина  $\sigma = 140...200$  МПа на заглубленной части анкера уже приближается к пределу текучести арматуры. Центральные анкера также достаточно нагружены ( $\sigma = 120...170$  МПа) на отдельных участках их длины, но здесь имеется достаточный запас прочности. Поэтому возни-

кает логичное предположение о максимально возможном (по техническим причинам) увеличении длины трех нижних анкеров со стороны выработанного пространства и более густой сетке их установки (увеличение количества) даже за счет рассредоточения центральных анкеров.

Практически все анкера (5 штук) со стороны нетронутого массива нагружены на отдельных участках длины  $\sigma = 180...220$  МПа, то есть работают с максимальной эффективностью. Но, здесь следует учесть перспективу отработки смежного выемочного участка; тогда необходимо будет практически зеркальное отражение параметров установки анкеров со стороны выработанного пространства.

В целом, следует отметить удачное расположение анкеров в базовой схеме, которое при вышеупомянутой корректировке способствует эффективному упрочнению пород непосредственной кровли.

#### 9.4. АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ОХРАННОЙ КОНСТРУКЦИИ

Анализ поля распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в охранной конструкции и в массиве вокруг нее проведен по эпюрам на рис. 9.9 – крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом; рис. 9.10 – кольцевая крепь КМК-4-24,5; рис. 9.7 – базовая крепь.

Основная задача данного этапа исследований – выяснить степень влияния типа рамной крепи на НДС элементов охранной конструкции и близлежащих пород кровли и почвы пласта.

Бутовая (податливая) часть охранной конструкции находится, как и предусмотрено, в разгруженном состоянии благодаря ее значительной податливости по сравнению с другими элементами конструкции; напряжения в ней минимальны на уровне  $\sigma_y = 2...7,5$  МПа и достаточно однородны как по высоте, так и по ширине. По этой причине как в кровле над бутовой полосой, так и под ней в почве напряжения  $\sigma_y$  относительно невелики и находятся на уровне начального давления  $\gamma H$ . Первый ряд деревянных стоек, ограждающих бутовую полосу от закрепного пространства выработки, наименее нагружен из всех рядов деревянной охранной крепи. Здесь  $\sigma_y = 10...50$  МПа и стойки, как правило, не разрушаются; исключение составляет вариант с кольцевой крепью, где  $\sigma_y$  на отдельных участках стойки достигает 100 МПа. Это провоцирует, хоть и локальную, но концентрацию  $\sigma_y$  под деревянной стойкой в непосредственной почве, разрушающей алевролит величины 60-120 МПа; а, с учетом близкого расположения концентрации  $\sigma_y$  к почве выработки, следует предполагать более интенсивное развитие пучения со

стороны выработанного пространства. Очевидно, это объясняется повышенной жесткостью кольцевой крепи, которая не только воспринимает более высокую вертикальную нагрузку, но и генерирует в близлежащих породах повышенное горное давление.

Следующие ряды деревянных стоек, служащие опалубкой при возведении литой полосы, воспринимают более высокие вертикальные нагрузки  $\sigma_y = 110 \dots 200$  МПа, которые генерирует весьма жесткая литая полоса. Сопоставляя уровень  $\sigma_y$  с сопротивлением сжатию деревянных стоек  $R_{дер} = 40 \dots 50$  МПа [28] из сосны, очевиден вывод об их разрушении. Но, поскольку органические ряды деревянных стоек находятся в условиях стесненного деформирования (при ограничении их бокового перемещения), то разрушение стоек будет сопровождаться без потери устойчивости их вертикальной формы, а увеличенная податливость при «размочаливании» стоек положительно сказывается на снижении концентрации горного давления.

В самой литой полосе также развиваются высокие вертикальные напряжения  $\sigma_y = 90 \dots 160$  МПа, которые многократно превышают сопротивление сжатию литой полосы [32]. Здесь также оказывает влияние жесткость рамной крепи – у кольцевой крепи на литую полосу действуют повышенные на 15-25% нагрузки, чем у крепи КШПУ с обратным сводом и, тем более, у базовой крепи. В почве под литой полосой напряжения  $\sigma_y = (4 \dots 6) \gamma H$ , но по мере приближения к контуру выработки  $\sigma_y$  снижается до  $(1,2 \dots 1,5) \gamma H$ ; так, что по фактору  $\sigma_y$  степень влияния литой полосы на пучение почвы для разных типов крепей, примерно, одинакова за счет размещения жесткой части литой полосы на некотором удалении от контура выработки. Жесткость литой полосы провоцирует формирование на нее больших вертикальных нагрузок от опускающихся пород кровли. Эти нагрузки частично разрушают полосу, но она находится в условиях естественного деформирования; поэтому боковой подпор сохраняет ее несущую способность, а частичное разрушение наделяет полосу некоторой податливостью, за счет которой нагрузка на нее снижается.

По итогам анализа вертикальных напряжений  $\sigma_y$  можно сделать вывод, что более жесткая кольцевая крепь провоцирует повышенную нагрузку на первый ряд деревянных стоек и литую полосу.

Анализ распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в охранной полосе и вокруг нее выполнен по эпюрам на рис. 9.11 – крепь КШПУ с обратным сводом, рис. 9.12 – кольцевая крепь КМК-4-24,5, рис. 8.8 – базовая крепь. Во всех рядах деревянной крепи, бутовой и литой полосе наблюдаются небольшие растягивающие  $\sigma_x = 0 \dots 7,5$  МПа, что указывает на расширение данных элементов под вертикальной нагрузкой. На контакте бутовой полосы с кровлей и почвой возникают растягивающие  $\sigma_x = 10 \dots 20$  МПа, обусловлен-

ные усадкой и расширением полосы. Растягивающие  $\sigma_x$  имеют локальный характер распространения, а вызванное ими разупрочнение контактов способствует увеличению податливости бутовой полосы.

В целом, эпюры  $\sigma_x$  в охранной конструкции при разных типах рамной крепи несущественно отличаются друг от друга.

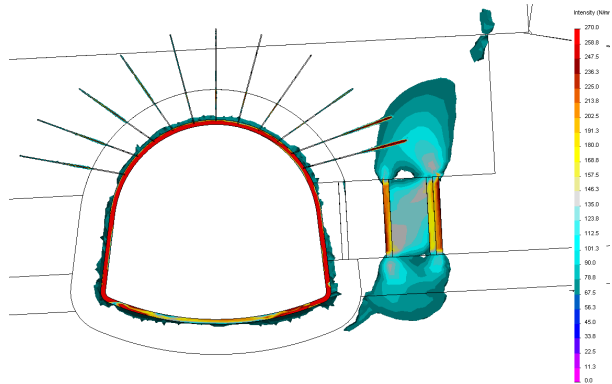
Приведенные напряжения  $\sigma$  в охранной полосе исследованы по эпюрам на рис. 9.13 для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом, на рис. 9.14 для кольцевой крепи КМК-4-24,5 и рис. 8.9 для базовой крепи. В общем плане эпюры  $\sigma$  при разных видах крепей схожи друг с другом, но имеются некоторые отличия для кольцевой крепи, обусловленные ее повышенной жесткостью и по этой причине формированием в окружающем массиве повышенных нагрузок, в том числе и на охранную конструкцию. Так, первый ряд деревянных стоек характеризуется  $\sigma = 70...150$  МПа и подвержен разрушению, в то время, как при других видах крепей  $\sigma = 25...45$  МПа и деревянные стойки сохраняют устойчивость. В других рядах органной крепи напряжения  $\sigma$  выше на 20-30% для кольцевой крепи, а литая полоса более нагружена на 10-15%. Также несколько увеличен уровень  $\sigma$  в локальных областях пород над и под литой полосой.

С другой стороны, уровень действующих приведенных напряжений  $\sigma$  в литой полосе таков, что при любом виде рамной крепи происходит раздавливание

полосы. Также практически на всю мощность происходит разупрочнение непосредственной кровли и почвы, что создает подобие податливых элементов, через которые нагружается литая полоса, что несколько снижает общую жесткость охранной конструкции и, следовательно, нагрузку на нее.

Для окончательного выяснения о целесообразности применения других видов крепей (замкнутых) взамен базовой построены эпюры приведенных напряжений по областям, превышающим величину максимального сопротивления алевролита непосредственной кровли и почвы, которая тем более превышает сопротивление сжатию литой полосы и деревянных стоек органических рядов; рис. 9.16 – для крепи КШПУ-20,3 с обратным сводом; рис. 9.17 – для кольцевой крепи КМК-4-24,6; рис. 8.10 – для базовой крепи.

Ситуация по элементам системы «горный массив-охранная конструкция-



**Рис. 9.16.** Преобразованная эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  средств крепления (крепь КШПУ с обратным сводом) и охраны выемочного штрека

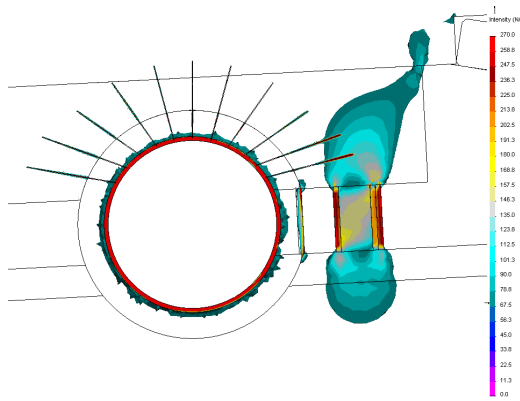


крепь» выглядит следующим образом.

*Охранная конструкция:*

– при применении базовой крепи первый ряд деревянных стоек сохраняет целостность, а последующие ряды характеризуются  $\sigma = 100...130$  МПа; в литой полосе максимумы  $\sigma = 70...90$  МПа, а в районе контактов с кровлей и почвой  $\sigma < 70$  МПа; над и под деревянными стойками органной крепи области  $\sigma < 70$  МПа весьма ограничены (максимальная высота до 0,9 м);

– при применении крепи КШПУ с обратным сводом первый ряд деревянных стоек также сохраняет целостность, а последующие ряды характеризуются  $\sigma = 160...220$  МПа; в литой полосе максимумы  $\sigma = 120...160$  МПа, а в непосредственной кровле и почве образуются обширные области с  $\sigma > 70$  МПа (высота до 3,0 м, ширина до 3,5 м); при этом область разупрочнения алевролита почвы приближается к раме на 0,6 м, в то время как в базовой крепи расстояние – 1,4 м;



**Рис. 9.17.** Преобразованная эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  средств крепления (кольцевая крепь КМК-4-24,5) и охраны выемочного штрека

– при применении кольцевой крепи КМК-4-24,5 первый ряд деревянных стоек расщепляется ( $\sigma = 70...210$  МПа), а последующие ряды нагружены  $\sigma = 180...230$  МПа; в литой полосе максимумы  $\sigma = 150...180$  МПа, а в непосредственной кровле и почве образуются две обширные области с  $\sigma > 70$  МПа (высота до 5,7 м, ширина до 4,1 м).

Таким образом, расчетами подтверждена повышенная напряженность охранной конструкции и пород непосредственной кровли и почвы при применении более жестких рамных крепей по сравнению с базовой.

*Приконтурные породы в окрестности выработки:*

– для базовой крепи области однозначного разупрочнения ( $\sigma > 70$  МПа) возникают эпизодически по контуру рамы;

– для замкнутых типов рамных крепей область разупрочнения пород непосредственной кровли и почвы образуется по всему периметру рамы всплошную.

Это указывает на повышенную напряженность приконтурных пород для замкнутых типов рамных крепей, что вполне согласуется с существующими исследованиями и нормативными методиками расчета нагрузки на крепь: чем выше жесткость крепи, тем большая нагрузка на нее действует.

*Рамная крепь:*

– базовый вариант рамной крепи характеризуется локальным появлением по ее контуру областей с  $\sigma = 230...270$  МПа, приближающихся или равных пределу текучести стали Ст.5;

– крепь КШПУ-20,3 с обратным сводом характеризуется непрерывным действием по контуру верхняка и стоек рам приведенных напряжений  $\sigma = 230...270$  МПа; в центральной части обратного свода действуют пониженные  $\sigma = 110...190$  МПа, что обусловлено его податливостью из-за малой стрелы подъема свода;

– кольцевая рамная крепь КМК-4-24,5 характеризуется действием высоких  $\sigma = 230...270$  МПа по всему периметру без исключения из-за большой жесткости кольца во всех направлениях.

Причина повышенной напряженности замкнутых рамных крепей указана выше и является объективным геомеханическим процессом.

Анкерная крепь не имеет существенных отличий поля приведенных напряжений  $\sigma$  при исследованных типах рамных крепей.

## **ВЫВОДЫ**

1. Доказана целесообразность использования незамкнутой крепи КШПУ-20,3 для крепления, например, 5-го конвейерного штрека. Так как более металлоемкие рамные замкнутые крепи из-за повышенной жесткости во всех направлениях испытывают повышенную нагрузку, в результате чего по всему или большей части периметра спецпрофиль СВП находится в предельном или близком к предельному состоянии. В этом отношении базовая рамная крепь имеет преимущество в части восприятия пониженных нагрузок и работы с некоторым запасом прочности.

2. Установлено, что и по фактору состояния охранной конструкции целесообразно применение базовой незамкнутой крепи КШПУ-20,3 в связи с тем, что все элементы охранной конструкции испытывают повышенную нагрузку при применении замкнутых типов рамных крепей. Одновременно интенсивно возрастают размеры областей разупрочнения в районе литой полосы в непосредственной кровле и почве. Особенно опасна увеличенная область разупрочнения пород в почве пласта под литой полосой, которая при ослаблении алевролита смыкается с областью разупрочнения почвы выработки.

3. Установлено, что по фактору ограничения области разупрочнения пород почвы выработки наиболее эффективна кольцевая крепь КМК-4-24,5.

4. Рекомендуется схема крепления и охраны выемочных выработок, приведенная на рис. 8.11.

## 10. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ТРЕЩИНОВАТОГО УГЛЕВМЕЩАЮЩЕГО ПОРОДНОГО МАССИВА В ОКРЕСТНОСТИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

### 10.1. ГОРНОТЕХНИЧЕСКИЕ И ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ ПО ШАХТЕ «ДОЛЖАНСКАЯ-КАПИТАЛЬНАЯ»

*Горнотехническая характеристика шахты.* На шахте принята столбовая система разработки – длинными столбами по восстанию и простираению. Длина лав составляет 200-220 м. Лавы оборудованы механизированными комплексами МКД-90 и 2МКД-90 с очистными комбайнами 1К101 и конвейером СП-202 (СП-250). Управление кровлей – полное обрушение. Среднесуточное подвигание линии очистных забоев – 4 м, а в отдельные месяцы – до 6 м.

Выемочные выработки проходятся узким ходом. Ярусные штреки проходятся комбайном типа 2ПНБ-2Б сечением в свету 11,2-13,8 м<sup>2</sup>. Крепление арочное из спецпрофиля СВП. Выемка угля и породы в забоях ярусных штреков производится раздельно. Выемочные выработки с целью достижения максимальных темпов проходки ведутся раздельно от очистных и опережают последние на ярус. Среднесуточное подвигание выемочных выработок – 7-10 м.

*Характеристика трещиноватости горных пород.* Замеры трещиноватости производились в породах кровли угольного пласта  $I_6^{H-2}$ . Ими охвачены как очистные, так и подготовительные выработки пласта в пределах технических границ шахтного поля.

Анализ результатов изучения трещиноватости и элементов залегания пород, полученных методом акустического каротажа, позволил выделить на оцениваемой площади три системы трещин с углами падения 60-75°.

*1 система* ориентирована на северо-запад ( $A_3 - 10-360^\circ$ ) Указанные средние значения элементов трещин этой системы близки элементам залегания сбросов. Трещины этой системы параллельны сбросам или же близки к их направлению. Трещины данной системы не характерны для песчаных сланцев. Трещины большей частью выполнены кварцитом, открытость трещин колеблется в пределах 0,1-5,0 мм. Расстояние между трещинами изменяется в пределах от 0,10 м до 0,8 м. Для песчаников расстояние между трещинами выдержано и составляет 0,05-0,2 м. Для сланцев изменяется в более широких пределах 0,1-0,5 м. Поверхность трещин шероховатая.

*II система трещин.* Трещины этой системы параллельны (или близки к этому направлению, та как ориентированы на юг) относительно трещин I системы, но имеют противоположный угол падения по азимуту ( $A_3 - 150-120^\circ$ ). Характеристика трещин этой системы аналогична трещинам I основной системы, различие - в разнонаправленных углах падения.

*III система.* Углы падения пород на востоке изменяются от 2 до  $50^\circ$ . Основное направление падения пород характеризуется азимутами  $180-230^\circ$ . Трещины закрытого типа. В песчаниках трещины наблюдаются повсеместно и повторяются через 0,1-0,6 м.

Из изложенного следует:

1. В сланцах глинистых, песчано-глинистых и песчаных трещиноватость выражена слабо и отмечается на отдельных изолированных участках. Поверхность трещин ровная или шероховатая. Трещины в основном закрытого типа и сухие.

2. В песчаниках трещиноватость выражена четко и повсеместно.

3. С увеличением глубины частота, открытость и распространенность трещин уменьшается.

*Крепость и устойчивость боковых пород.* Пласт  $l_6^{H-2}$  в пределах поля действующей шахты «Должанская-Капитальная» является одним из производительных рабочих пластов с выдержанной рабочей мощностью.

На неотработанной части поля шахты, примерно, на 70% площади в кровле пласта  $l_6^{H-2}$  залегают сланцы глинистые, преимущественно малой мощности от 0,08 до 0,40 м, реже до 1,0-4,0 м и, образующие в основном неподхватываемую ложную кровлю, в меньшей степени – частично подхватываемую. В крайней южной, северной и восточной частях шахтного поля прослеживаются русловые размывы шириной от 10 до 450 м, протяженностью до 3 км, представленные песчаниками мощностью от 8 до 36 м, часто трещиноватыми. На остальной части в кровле залегают сланцы алевроитово-аргиллитовые и глинистые, перемежающиеся по площади неравномерно. В сланцах определяются части включения окальцинированной и углефицированной флоры.

Вмещающие породы угольного пласта  $l_6^{H-2}$  характеризуются низкой пористостью, довольно высокими прочностными параметрами: коэффициентом сцепления и средним значением угла внутреннего трения.

Непосредственная кровля прогнозируется по блокам следующим образом: Центральный блок – среднеустойчивая; Южный блок – преимущественно устойчивая, реже среднеустойчивая; Западный блок – в основном среднеустойчивая, перемежающаяся с неустойчивой и устойчивой.

Основная кровля представлена, главным образом, прочными песчаниками мощностью от 0,7 до 42 м и сланцами алевритовыми мощностью 2,5-27,0 м. В центральном блоке ожидается в большой степени труднообрушающаяся кровля, реже средне- и легкообрушающаяся; в Южном блоке – трудно- и среднеобрушающаяся в равных пропорциях; в Восточном блоке также в основном труднообрушающаяся, перемежающаяся по площади с легко- и среднеобрушающейся.

Непосредственная почва на значительной площади сложена сланцами алевритовыми комковатой текстуры, среднеустойчивыми. На южном крыле, главным образом, в пределах Восточного блока породы почвы представлены глинистыми разностями, редко алевритовыми, сильнотрещинатыми, с зеркалами скольжения, местами перемятыми ( $\sigma_{сж} = 70 \cdot 10^5 - 250 \cdot 10^5$  Па), неустойчивыми, с низкой сопротивляемостью вдавливанию стоек.

На большей части оцениваемой площади в почве пласта проявляется пучение после проведения очистных работ, а в южной части Восточного блока – и до очистных работ. В целом по площади интенсивность пучения возрастает в восточном направлении.

Песчаники в кровле выработки составляют 25-30% и представлены всеми типами структур от мелко- до крупнозернистых, местами гравийных с включением галек, с разнообразными текстурами: косослоистой однонаправленной и перекрестной, волнистой и линзовиднослоистой, массивной и разной степени выраженности.

Песчаники плотные (2,56-2,84 г/см<sup>2</sup>), мелкопористые (0,42-6,5%), прочные ( $\sigma_{сж}$  от 319 до  $2137 \times 10^5$  Па), с высокими динамическими модулями упругости (от 2,2 до  $9,47 \times 10^{10}$  Па, от 1,64 до  $6,30 \times 10^{10}$  Па), обладают высокой абразивностью ( $K_{абраз} - 1,72$ ), категория по буримости VII-X.

Сланцы алевролитовые наиболее распространены среди углевмещающих пород. Они мелко и крупнозернистые, песчаные, преимущественно кварцевые, с горизонтальной, волнистой линзовиднослоистой, с включением флоры хорошей сохранности, с конкрециями пирита и сидерита, с линзами угля. Цемент в основном хлоридно-гидрослюдистый, сидерито-гидрослюдистый.

Сланцы алевролитовые обладают также высокой плотностью (2,4-2,88 г/см<sup>2</sup>), низкой пористостью (0,15-17,7%), но меньшей прочностью по сравнению с песчаниками ( $330 - 1075 \times 10^5$  Па). Модули упругости составляют –  $1,59 - 5,88 \times 10^{10}$  Па,  $0,63 - 5,32 \times 10^{10}$  Па, коэффициент абразивности – 1,2, категория по буримости VI-X.

Сланцы глинистые и алевролитово-глинистые близки по своему составу и свойствам и отличаются от алевролитовых почти черной окраской, обусловленной обугленным мелким растительным детритом, тонкогоризонтальной, часто скрытослоистой текстурой, проявляющейся в плитчатом расколе породы.

Известняки наиболее распространены в кровле пласта, незначительно в его восточной части. Известняки серые и темно-серые, преимущественно беспорядочной, микро-тонкозернистой структуры. Известняки плотные ( $2,55-2,82 \text{ г/см}^3$ ), малопористые (1,5-3,98%), прочные ( $10-1295 \times 10^5 \text{ Па}$ ), высокоабразивные ( $K_{абраз} - 0,95$ ), категория по буримости VII-IX.

Сланцы известковые менее всего представлены в углевмещающих породах. Как правило, они темно-серые, с волнистой горизонтальной слоистостью, чаще прерывистой. Основная масса гидрослюдистая. Известковые сланцы близки по своим свойствам к известнякам, но имеют меньшую прочность (от 395 до  $1175 \times 10^5 \text{ Па}$ ), плотность их изменяется от 2,69 до  $2,81 \text{ г/см}^3$ , пористость 1,68-5,1%, коэффициент абразивности составляет 0,5, категория по буримости VI.

Минимальные значения прочности соответствуют литологическим разностям зоны выветривания, или, имеющим комковатую структуру, а также повышенную трещиноватость в зонах тектонических нарушений.

Зона выветривания горных пород по геологоразведочным работам составляет в среднем 40 м и с пониженной на 30-50% своей прочностью. Так, например, песчаники, залегающие на глубине 500 м, имеют  $\sigma_{сж} = 1080-1900 \times 10^5 \text{ Па}$ , а на глубине 40 м – от 200 до  $450 \times 10^5 \text{ Па}$ . Породы здесь имеют более светлую окраску с охристыми пятнами ожелезнений, сланцы легко расслаиваются на плитки.

В качестве объекта исследований использован сборный уклон №200. Сводная литологическая колонка по исследуемой выработке приведена на рис. 10.1.

Расчет напряженно-деформированного состояния приконтурного породного массива выполнен с учетом физико-механических характеристик угля и вмещающих пород, приведенных в табл. 10.1, согласно для глубины разработки  $H = 800 \text{ м}$  и мощности угольного пласта  $m = 1,1 \text{ м}$ .

Характеристика состава и свойств вмещающих пород выемочного участка приведена по данным описания пород в горных выработках и описания керна геологоразведочных скважин, их минералого-петрографического изучения, а также по результатам лабораторных исследований физико-механических свойств пород.

Таблица 10.1

**ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КРОВЛИ И ПОЧВЫ УЧАСТКА ПЛАСТА  $I_6^{H-2}$**

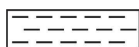
Вмещающие породы	Наименование пород	Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	Объемный вес, кН/м <sup>3</sup>	Предел прочности на сжатие, МПа			Угол внутреннего трения	Коэффициент сцепления
				в естественном состоянии	во влагонасыщенном состоянии	% снижения прочности		
Основная кровля	Сланец песчаный	28,0	27,3	69,6	57,6	17	40	23,2
Непосредственная кровля	Сланец песчано-глинистый	27,4	26,8	54,3	–	–	50	18,2
Непосредственная почва	Сланец глинистый	27,5	27,2	45,8	66,7	18	37	13,6
Основная почва	Сланец песчаный	28,6	27,3	86,4	72,6	16	38,5	24,2

**ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА УГОЛЬНОГО ПЛАСТА  $I_6^{H-2}$**

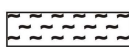
Описание угольного пласта	Марка угля	Объемный вес, кН/м <sup>3</sup>	Угол падения пласта, град	$\sigma_{сж}$ , МПа	Опасность			Склонность к самовозгоранию	Сопротивляемость углю резанию, кН/м
					по взрывчатости пыли	по горным ударам	по внезапным ударам		
Уголь черный, блестящий, излом полупраковистый, трещиноват. Трещины местами заполнены кальцитом. В угольном пласте имеются твердые включения колчедана	A	16-23	2-5	42	не опасен	не опасен	не опасен	не опасен	196



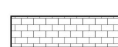
Условные обозначения:



Сланец песчаный



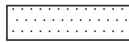
Сланец глинистый



Известняк



Сланец песчано-глинистый



Песчаник



Уголь

Рис. 10.1. Литологическая колонка по сборному уклону №200



## 10.2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПОСТРОЕНИЯ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

По данным геологической разведки и паспорта проведения сборного уклона №200 построена геомеханическая модель взаимодействия системы «массив-крепь», в которой отражены ее основные особенности.

*Во-первых*, смоделирована реальная структура породного слоистого массива, вмещающего угольный пласт  $l_6^{H-2}$ . Мощности трещиноватых породных слоев кровли и почвы пласта  $l_6^{H-2}$  переменны по длине выработки, поэтому приняты к исследованию их усредненные (в некоторой степени) значения, соответствующие геологической структуре в районе скважины U3828. По данным паспорта проведения сборного уклона №200 в кровле пласта не наблюдается четкого разделения на основную и непосредственную, за исключением периодически встречающейся «ложной» кровли незначительной мощности 0,18-0,20 м, представленной глинистым сланцем, которая несущественно влияет на геомеханические процессы в окрестности выработки. В силу указанных факторов смоделирована реальная структура кровли без разделения на основную и непосредственную:

– *первый* (над угольным пластом  $l_6^{H-2}$ ) породный слой кровли мощностью  $m_1^K = 12,8$  м представлен песчано-глинистым сланцем (в нижней части слоя) мощностью 3,5 м с сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж1}^K = 50,6...54,2$  МПа и песчаным сланцем (в верхней части слоя) с сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж1}^K = 78...97$  МПа;

– *второй* породный слой кровли мощностью  $m_2^K \geq 16,5$  представлен песчаником с сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж2}^K = 94...127,2$  МПа.

Угольный пласт  $l_6^{H-2}$  смоделирован мощностью  $m^y = 0,95$  м с сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж}^y = 10...20$  МПа.

*В непосредственной почве залегают:*

– глинистый сланец мощностью  $m_1^II = 4,35$  м с сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж1}^II = 15,6...20,8$  МПа;

– песчано-глинистый сланец мощностью  $m_2^II = 0,6$  м с сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж2}^II = 50,6...54,2$  МПа;

– угольный пласт  $l_6^{H-1}$  мощностью  $m_3^II = 0,6$  м с сопротивлением сжатию

$$\sigma_{сж3}^{\Pi} = 10...20 \text{ МПа.}$$

*В основной почве залегают:*

– песчаный сланец мощностью  $m_4^{\Pi} = 6,75 \text{ м}$  с сопротивлением сжатию

$$\sigma_{сж4}^{\Pi} = 82,3...91 \text{ МПа;}$$

– песчаник мощностью  $m_5^{\Pi} \geq 10 \text{ м}$  с сопротивлением сжатию

$$\sigma_{сж5}^{\Pi} = 108...112 \text{ МПа.}$$

*Во-вторых*, смоделированы реальные размеры выработки, крепи и параметры ее размещения относительно угольного пласта:

– угол падения пласта принят  $\alpha = 4^{\circ}$ ;

– сборный уклон №200 проведен с комбинированной подрывкой – кровли на 0,5 м, почвы на 1,65 м;

– типовое сечение выработки площадью в свету до осадки  $11,2 \text{ м}^2$  с крепью КМП-А3-11,2;

– построена реальная геометрия спецпрофиля СВП-22;

– плотность установки рамной крепи – 1,25 рам/м;

– материал спецпрофиля – сталь Ст.5 с пределом текучести

$\sigma_T = 270 \text{ МПа}$ , модулем упругости  $E^P = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ , коэффициентом Пуассона  $\mu^P = 0,3$ ;

– межрамное ограждение – железобетонная затяжка стандартного размера  $800 \times 200 \times 50 \text{ мм}$  с механическими характеристиками  $\sigma_{сж}^3 = 20 \text{ МПа}$ ,

$$E^3 = 2 \cdot 10^4 \text{ МПа, } \mu^3 = 0,2;$$

– закрепное пространство шириной 150 мм, забутованное разрушенной породой с механическими характеристиками:  $E^{заб} = 50 \text{ МПа}$ ,  $\mu^{заб} = 0,25$ .

НДС построенной модели системы рассчитано для средней глубины расположения выработки  $H \approx 800 \text{ м}$ .

### 10.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ТРЕЩИНОВАТОГО ПОРОДНОГО МАССИВА В ОКРЕСТНОСТИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

#### 10.3.1. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД КРОВЛИ ВЫРАБОТКИ

В кровле выработки образуется зона разгрузки от действия вертикальных напряжений  $\sigma_y$  (рис. 10.2) с появлением растягивающих  $\sigma_y$  до 2,5 МПа на контуре выработки. Форма зоны разгрузки сводообразная, симметричная относительно оси и вытянутая по координате  $Y$ : ее размеры при двукратной

величине разгрузки ( $\sigma_y = 0,5\gamma H$ ) составляют 2,8-3 м по высоте и 3,5-4 м по ширине выработки. Зона разгрузки полностью локализуется в первом породном слое кровли, а уровень действия сжимающих  $\sigma_y$  таков, что не вызывает разрушения от напряжений сжатия даже в песчано-глинистом сланце, залегающем в нижней части первого породного слоя кровли.

Однако в приконтурных породах кровли появляются также растягивающие  $\sigma_y$ , которым горные породы сопротивляются очень слабо, особенно, если учитывать их нарушенность как естественной трещиноватостью, так и искусственной, образованной при проведении выработки. Поэтому в кровле образуется область неустойчивых пород, склонных к вывалообразованию. Размеры этой области (от действия  $\sigma_y$ ) оценена по условию  $\sigma_y = 0$ : высота зоны неустойчивых пород – 1,0-1,3 м, ширина – 2,1-2,4 м.

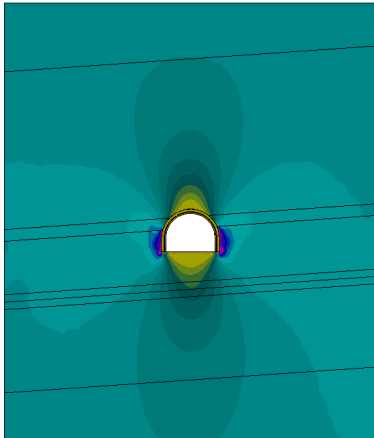


Рис. 10.2. Распределение вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в окрестности выемочной выработки

Относительно небольшие размеры области неустойчивых пород позволяют нейтрализовать это негативное проявление горного давления как минимум двумя способами:

- упрочнить, например, трубчатыми анкерами, раздвигающимися достаточную несущую способность даже в частично разрушенных породах и при значительной их податливости;

- изменить форму свода крепи выработки, уменьшив ширину и увеличив высоту свода, например, с помощью крепи КВТ-2; это повышает устойчивость приконтурных пород кровли.

Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  (рис. 10.3) наглядно иллюстрирует прогиб породных слоев кровли в полость выработки, однако из-за довольно большой мощности первого породного слоя кровли

( $m_1^K = 12,8$  м) напряжения изгиба не столь существенно сказываются на его устойчивости. Тем не менее, в районе замка свода образуется локальная область разупрочненных пород от действия растягивающих  $\sigma_x$ : высота – 0,5-0,6 м; ширина – 0,7-0,9 м. Указанные размеры области возможного вывалообразования меньше, чем таковые от действия растягивающих вертикальных напряжений  $\sigma_y$ , однако совокупность действия растягивающих  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  при учете естественной и искусственной нарушенности приконтурных пород кровли позволяют прогнозировать область возможного вывалообра-

зования в кровле шириной, соответствующей ширине выработки в проходке, а высотой до 1,5-2,0 м. Предупредить возможный вывал пород в кровле целесообразно, на наш взгляд, двумя указанными выше способами.

### 10.3.2. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД В БОКАХ ВЫРАБОТКИ

Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  однозначно указывает на формирование в боках выработки зоны опорного давления (см. рис. 10.2). Она сосредоточена в основном в первом породном слое почвы угольного пласта  $m_1^I$  по всей высоте подрывки с концентрацией  $\sigma_y \geq 2\gamma H$  в районах опор стоек и верхнего конца их прямолинейной части; ширина областей с  $\sigma_y \geq 2\gamma H$  не превышает 0,4-0,6 м в боках выработки. Однако, залегающий в почве угольного пласта глинистый сланец, имеет низкое сопротивление сжатию (до 20,8 МПа) и возможно его разупрочнение в боках выработки на более значительное расстояние. Например,  $\sigma_y = (1,25 \dots 1,5)\gamma H = 27,5 \dots 30$  МПа, вполне способные вызвать разупрочнение глинистого сланца, распространяются на ширину до 3 м с каждой стороны выработки. Аналогичные особенности имеют место и в угольном пласте  $l_6^{II-2}$ , сопротивление сжатию которого также не превышает 20 МПа.

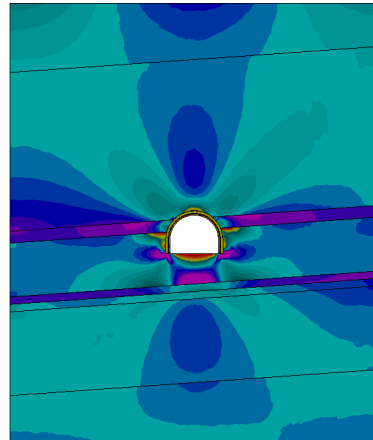


Рис. 10.3. Распределение горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в окрестности выемочной выработки

Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  (см. рис. 10.3) указывает на интенсивный изгиб первого породного слоя почвы угольного пласта, в котором расположены бока выработки. На контакте с угольным пластом действуют растягивающие напряжения  $\sigma_x$

до 5 МПа, разрушающие верхнюю часть слоя глинистого сланца на ширину до 1,5-1,8 м. В районе опор стоек рамной крепи концентрация сжимающих  $\sigma_x$  шириной до 1,2-1,6 м также способна вызвать разупрочнение глинистого сланца.

В зоне опорного давления по бокам выработки действуют преимущественно сжимающие напряжения  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , совместное действие которых в геомеханических исследованиях принято оценивать по величине приведенных напряжений  $\sigma$  и сравнивать по теории прочности Кулона-Мора с сопротивлением сжатию того или иного породного слоя или угольного пласта. В

этой связи показательна эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  (рис. 10.4), анализ которой указывает на обширные области предельного состояния в боках выработки первого породного слоя почвы угольного пласта (ширина

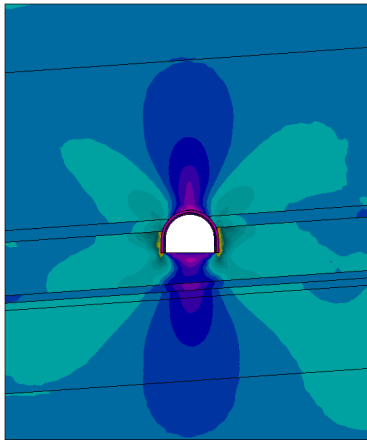


Рис. 10.4. Распределение приведенных напряжений  $\sigma$  в окрестности выемочной выработки

до 3,1-3,4 м) и в угольном пласте  $l_6^{H-2}$  (ширина до 2,8-3,0 м). Такие значительные области предельного состояния массива провоцируют не только интенсивное боковое перемещение стоек рамы, но и развитие пучения пород почвы непосредственно в выработке.

В качестве мероприятий по повышению устойчивости боков выработки следует рекомендовать применение трубчатой анкерной крепи, деформационно-силовая характеристика которой сочетает возможность значительной податливости (на сотни миллиметров) без существенной потери несущей способности (до 150-200 кН) при установке даже в разупрочненных породах. Анкера с помощью гибких стяжек соединяются со стойками рамы в единую грузонесущую конструкцию, обладающую высокой реакцией сопротивления боковым нагрузкам наряду со значительной податливостью, позволяющей рамно-анкерной крепи «уходить» от чрезмерных боковых нагрузок.

ду со значительной податливостью, позволяющей рамно-анкерной крепи «уходить» от чрезмерных боковых нагрузок.

### 10.3.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД ПОЧВЫ ВЫРАБОТКИ

Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  указывает на формирование в почве выработки более обширной, чем в кровле зоны разгрузки (см. рис. 10.2), которая распространяется на всю ширину выработки, а по глубине напряжения  $\sigma_y = 0,5\gamma H$  достигают породного слоя основной почвы, то есть интенсивная разгрузка действует на глубине не менее 4 м от контура почвы выработки. Также больше, чем в кровле область действия растягивающих напряжений  $\sigma_y$ , соответствующая ширине выработки, а по глубине распространяющаяся до 1,3-1,4 м. Эти границы оконтуривают область разупрочненных пород в почве выработки от действия растягивающих вертикальных напряжений.

На эпюре горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  особенно четко прослеживается прогиб в полость выработки первого породного слоя почвы (см. рис. 10.3): в приконтурных породах почвы выработки действуют растягивающие напря-

жения  $\sigma_x$  до 5 МПа и более, а на границе с песчано-глинистым сланцем возникают сжимающие напряжения  $\sigma_x \geq 10$  МПа.

Анализируя полученные данные можно сделать два вывода. С одной стороны, глубина разупрочненных пород от действия растягивающих напряжений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  относительно невелика и не провоцирует развитие значительного пучения почвы выработки. С другой стороны, в боках выработки деформируется обширная зона разупрочненных пород, которые «выдавливаются» более жесткими и целостными слоями кровли в полость выработки, в том числе и по направлению горизонтальных перемещений породы под опорами стоек рамной крепи, преобразующихся в наклонные и вертикальные перемещения ближе к середине почвы выработки.

Второй фактор может оказать решающее воздействие, особенно в зоне влияния очистных работ, когда расширяется область действия и усиливается величина опорного давления в боках выработки. Кроме того, слабый глинистый сланец в непосредственной почве очень чувствителен к увлажнению и его сопротивление сжатию существенно снижается. При этом порода почвы будет разупрочняться от действия не только растягивающих, но и сжимающих напряжений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , а размеры этой области существенно возрастут и приведут к интенсификации развития пучения пород почвы выработки.

## ВЫВОДЫ

1. Приконтурные породы вокруг проводимой выемочной выработки разупрочняются на разную глубину по всему ее периметру.

2. В кровле выработки образуется зона неустойчивых пород, склонных к вывалообразованию на глубину 1,0-1,3 м и ширину 2,1-2,4 м. При действии ослабляющих факторов естественной и искусственной нарушенности массива высота вывала может достигать 1,5-2,0 м.

3. Предотвратить вывалообразование рекомендуется одним из двух способов:

- упрочнение приконтурных пород кровли, например, анкерами, развивающими высокую несущую способность, в том числе и в разупрочненных породах;

- устанавливать взамен крепи КМП-А3-11,2 крепь КВТ-2-11,7 с уменьшенной шириной и увеличенной высотой свода, форма которого повышает устойчивость пород кровли.

4. В боках выработки образуется обширная область предельного состояния массива: в угольном пласте  $l_6^{H-2}$  шириной до 2,8-3,0 м, в первом породном слое почвы шириной до 3,1-3,4 м. Это обуславливает развитие значительных боковых перемещений приконтурных пород с повышенной боковой нагрузкой на стойки рамной крепи.

5. Повышение устойчивости боков выработки рекомендуется осуществлять путем формирования рамно-анкерной крепи при установке анкеров в боках выработки и их соединения со стойками рамы гибкими стяжками.

6. В почве выработки глубина разупрочненных пород достигает 1,3-1,4 м и занимает всю ее ширину. При возможном увлажнении глинистого сланца его сопротивление сжатию уменьшается в 2-3 раза и зона разупрочненных пород может расширяться на всю мощность первого породного слоя почвы. Этот фактор совместно с обширной зоной предельного состояния пород в боках выработки интенсифицирует пучение почвы выработки.

## 11. ПОСТРОЕНИЕ И ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА СИСТЕМЫ «ТРЕЩИНОВАТЫЕ ПОРОДЫ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ»

### 11.1. ГОРНОТЕХНИЧЕСКИЕ И ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ ПО ШАХТЕ «КРАСНЫЙ ПАРТИЗАН»

*Горнотехническая характеристика шахты.* В соответствии с принятой схемой вскрытия шахтное поле по падению делится на бремсберговые и уклонные поля гор. 790 м и уклонное поле гор. 1200 м. Вскрытие пластов на гор. 790 м осуществлено двумя параллельными квершлагами, один из которых оборудован ленточным конвейером, так как этот горизонт одновременно является откаточным и вентиляционным. Подготовка пластов панельная на уклонных полях. Такой способ подготовки обусловлен значительными размерами шахтного поля по простиранию, пологим залеганием пластов. Каждый пласт по простиранию делится на несколько панелей: центральная, восточная и западная. Подготовка панелей осуществляется прохождением штреков на гор. 790 м и 1200 м, панельных уклонов и приемных площадок. На горизонте 790 м в почве пласта  $K_5^1$  проходятся западный и восточный полевые штреки, которые предназначаются для транспорта антрацита, оборудуются конвейером и служат также для вывода исходящей струи. Полевой штрек гор. 1200 м предназначается для подачи к панельным уклонам свежей струи воздуха, поступающей в шахту по воздухоподающему стволу, и при отработке запасов ниже горизонта 1200 м также и для транспортировки антрацита.

На шахте принята столбовая система разработки – длинными столбами по простиранию при отработке запасов гор. 790 м и длинными столбами по падению с выемкой столбов лавами по восстанию при отработке запасов ниже гор. 1200 м. Длина лав составляет 250-300 м. Лавы оборудованы механизированными комплексами КД-90 с очистными комбайнами 1К101 и конвейером СП-202. Управление кровлей – полное обрушение, реже – частичная закладка с помощью бутовых полос шириной 5 м. Среднесуточное подвигание линии очистных забоев – 3 м, а в отдельные месяцы – до 10 м.

Все подготовительные выработки проходятся узким ходом. Ярусные штреки проходятся комбайном типа 4ПП4 сечением в свету 12,1 м<sup>2</sup>. Крепление арочное из спецпрофиля. Выемка угля и породы в забоях ярусных штреков производится раздельно. Подготовительные выработки с целью достижения максимальных темпов проходки ведутся раздельно от очистных работ и опережают последние на ярус. Среднесуточное подвигание подготовительных выработок – 9-10 м.



*Характеристика трещиноватости пород.* Существенное значение в комплексе проведенных исследований имело место изучение трещиноватости вмещающих выемочные выработки пород. Последние на месторождении характеризуются довольно высокими прочностными показателями, но их трещиноватость значительно снижает устойчивость породных обнажений и существенно инициирует обрушение непосредственной кровли, образования вывалов в подготовительных и очистных выработках.

Замеры трещиноватости производились в породах кровли пласта  $K_5^1$ , которыми охвачены как очистные, так и подготовительные выработки пласта в пределах технических границ поля шахты. В результате обработки данных по изучению трещиноватости было выделено три системы трещин.

*I основная система.* Азимут падения –  $109^\circ$ , азимут простирания –  $9^\circ$ , угол падения –  $66^\circ$ . Под I основной выделена система наиболее распространенных трещин, которые встречаются на шахтном поле. Средние значения элементов трещин этой системы близки элементам залегающих Партизанского и Черновицкого сбросов и параллельны этим сбросам или же близки к этому направлению. Азимут падения трещин изменяется в пределах  $145-90^\circ$ , а угол падения –  $40-88^\circ$ . Трещины данной системы не характерны для сланцев глинистых. Здесь они встречаются очень редко, обычно закрытые, необводненные. В сланцах песчаных и особенно в песчаниках трещиноватость выражена четко и повсеместно. Трещины большей частью заполнены кварцитом, открытость трещин колеблется в пределах 0,05-3,0 мм. Для песчаников расстояние между трещинами более выдержано и составляет 0,1-0,3 м. Для сланцев изменяется в более широких пределах 0,1-0,6 м. Частота трещин возрастает вблизи сбросов и составляет 5-10 штук на 1 п/м. Вблизи сбросов увеличивается и открытость трещин (от 0,05-0,1 мм до 0,5-1,0 мм). Трещины обычно заполнены кварцем молочно-белого цвета, поверхность трещин шероховатая. Вблизи сбросов трещины обводнены (наблюдается водоприток порядка 6-7 м<sup>3</sup>/час). С глубиной открытость и обводненность трещин уменьшаются.

*II система.* Трещины этой системы ориентированы перпендикулярно трещинам I основной системы по азимуту падения  $0-42^\circ$  с углами падения  $45-90^\circ$ . Средние значения: азимут падения –  $20^\circ$ , угол падения –  $67^\circ$ . Трещины данной системы в сланцевой толще (сланцы глинистые, песчано-глинистые и песчаные) отмечаются только на отдельных изолированных участках и повторяются через 0,10-0,8 м. Трещины закрытого типа. В песчаниках трещины наблюдаются повсеместно и повторяются через 0,15-0,6 м. Обычно заполнены кварцем при открытости трещин в 0,1-1,0 мм.

*III система трещин.* Трещины этой системы параллельны (или близки к этому направлению) относительно трещин I основной системы, но имеют противоположный угол падения по азимуту  $235-310^\circ$ . Средние значения элементов трещин этой системы: азимут падения –  $269^\circ$ , угол падения –  $66^\circ$ .

Характеристика трещин этой системы аналогична трещинам I основной системы, различие – в разнонаправленных углах падения.

Из вышеизложенного следует:

1. В сланцах глинистых, песчано-глинистых и песчаных трещиноватость выражена слабо и отмечается на отдельных изолированных участках. Поверхность трещин ровная или шероховатая. Трещины в основном закрытого типа и сухие.

2. В песчаниках трещиноватость выражена четко и повсеместно. Наблюдаются трещины двух взаимно перпендикулярных систем. Третью систему можно приравнять к I основной, но с обратным (противоположным) углом падения. Поверхность трещин шероховатая, реже – бугристая. Трещины часто заполнены кварцем при открытости первых от 0,1 до 3,0 мм. Расстояние между трещинами – 0,1-0,5 м.

3. Трещины всех трех систем, особенно в песчаниках, при глубинах до 300 м по вертикали влажные, а вблизи сбросов обводнены. С глубиной обводненность падает, и при глубине минус 500 м забои выработок сухие.

4. С увеличением глубины частота, открытость и распространенность трещин уменьшается, что подтверждается уменьшением общешахтного притока воды по шахте.

*Крепость и устойчивость боковых пород.* Пласт  $K_5^1$  в пределах поля действующей шахты «Красный Партизан» является одним из производительных рабочих пластов с выдержанной рабочей мощностью. На всей отработанной части шахтного поля пласт характеризуется двухпачечным строением: верхняя пачка мощностью 0,40-0,45 м в восточной и центральной частях поля и 0,30-0,35 м – в западной части поля; прослой мощностью 0,07-0,08 м представлен преимущественно сланцем глинистым, реже – сланцем песчано-глинистым и сланцем песчаным; нижняя пачка с мощностью 0,80-0,85 м в восточной и центральной частях поля и 0,75-0,80 м – в западной части поля.

Вмещающие породы угольного пласта характеризуются низкой пористостью, довольно высокими прочностными параметрами, коэффициентом сцепления и средним значением угла внутреннего трения.

Залегают угольный пласт в сланцевой толще. В пределах горных работ в непосредственной кровле пласта в восточной и частично в центральной частях поля залегают сланцы песчаные мощностью 7-20 м. В центральной части и на крайнем западе шахтного поля в непосредственной кровле пласта отмечаются сланцы песчано-глинистые. Сланцы глинистые отмечаются в виде полосы шириной до 1600 м, протягивающейся по падению пласта на расстоянии 300-1000 м от западной границы шахтного поля.

Песчаные и песчано-глинистые сланцы непосредственной кровли в горных выработках устойчивые, сланцы глинистые – среднеустойчивые. Существенное влияние на устойчивость пород кровли в очистных выработках оказывают мелкоамплитудные нарушения в зонах, влияния которых приводит к обрушению кровли. Межслоевые передвижки и кливаж пород, которые на поле шахты получили широкое развитие, также снижают устойчивость пород кровли и способствуют образованию ложной кровли. Следует отме-

тить, что какой-либо закономерности в проявлении ложной кровли по площади угольного пласта не установлено. Выделяются отдельные небольшие площадки и приурочены главным образом к верхним горизонтам. Слабая устойчивость непосредственной кровли характерна для зон частичного размыва пласта и замещения сланцевой толщи в этих местах песчаником. Песчаник в этих зонах с прожилками и прослоями угля до 1-5 см, которые значительно снижают его устойчивость. Зоны эти прослеживаются в виде узких (шириной 10-25 м) полос.

В непосредственной кровле угольного пласта в границе оценки прослеживаются в основном сланцы песчаные. Сланцы песчано-глинистые отмечаются только в центральной и западной частях шахтного поля.

Основная кровля пласта устойчивая и представлена песчаными сланцами и песчаниками.

Местами в почве отмечаются маломощные слои глинистых сланцев, возможны проявления ложной почвы. Ложная почва пласта представлена песчаными сланцами комковатой текстуры («кучерявички») с коэффициентом крепости  $f = 7$ .

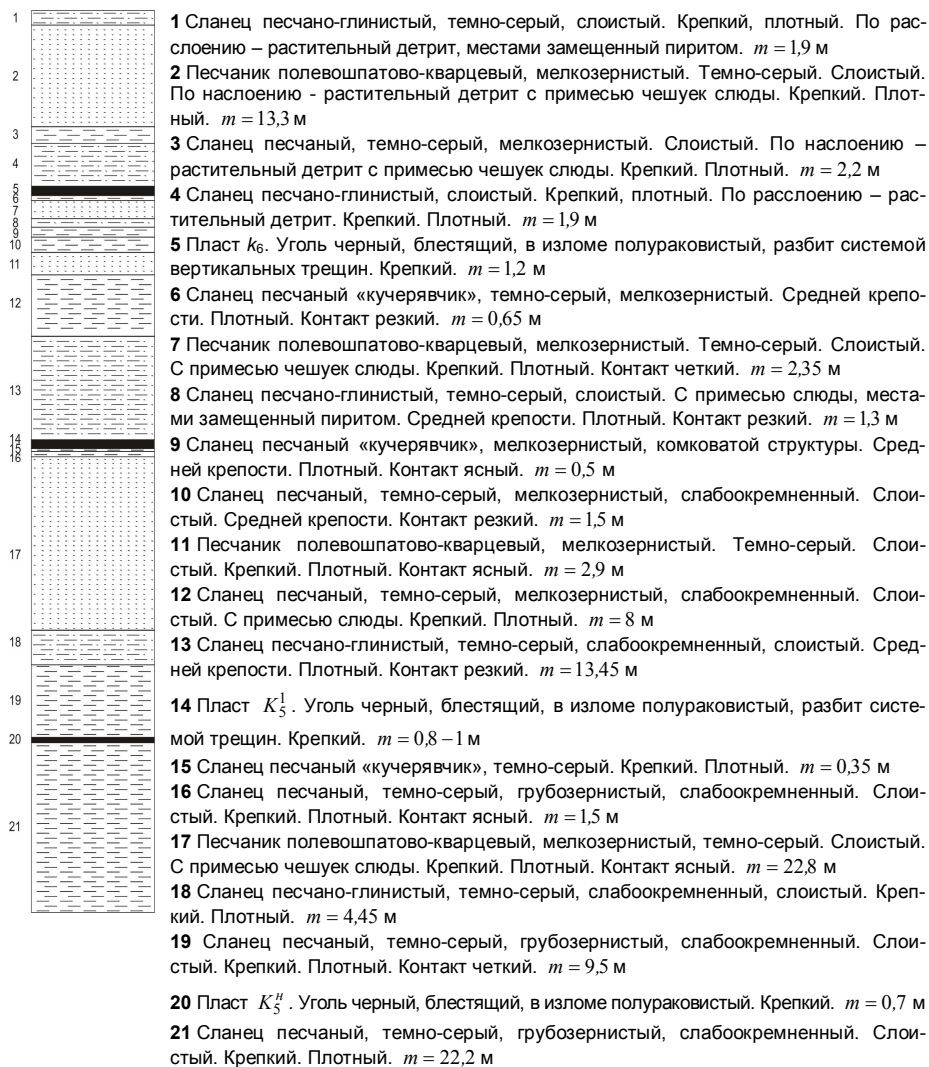
Непосредственная почва характеризуется как устойчивая. В очистных выработках иногда отмечается слабое ее пучение. Непосредственная почва пласта почти на всей площади отсчета запасов представлена песчаными сланцами мощностью 1,0 до 22,2 м. В северо-восточной части участка между угольным пластом и непосредственной почвой намечаются сланцы глинистые мощностью 0,10-0,50 м.

В основной почве пласта отмечается чередование песчаных сланцев и песчаников.

*Объект исследований: геологическое строение углевещающей толщи, свойства пород и угля.* В качестве объекта исследований использован конвейерный штрек №75 восточный. Сводная литологическая колонка по исследуемой выработке приведена на рис. 11.1.

Расчет напряженно-деформированного состояния породного массива выполняется по данным физико-механических характеристик угля и вмещающих пород, приведенных в табл. 11.1, согласно для глубины разработки  $H = 1300$  м и мощности угольного пласта  $m = 1,15$  м.

75 восточный конвейерный штрек пройден на глубине 1300 м комбайновым способом с сечением в свету  $13,8 \text{ м}^2$ , закреплен трехзвенной крепью типа КМП-А3 из спецпрофиля СВП-27, затяжка по кровле – железобетонная, а по бокам – деревянная. Расстояние между рамами – 0,5 м. Паспортом проведения и крепления 75 восточного штрека предусмотрено упрочнение пород кровли анкерной крепью.



Условные обозначения:



Рис. 11.1. Литологическая колонка по 75 восточному конвейерному штреку

Таблица 11.1

**ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КРОВЛИ И ПОЧВЫ  
УЧАСТКА ПЛАСТА  $K_5^1$  НА ГОРИЗОНТЕ 1300 М**

Литологический состав	$\sigma_{сж}$ , МПа	$f$ поро- ды по Протодья- конову	Объемный вес, $\text{кН/м}^3$	Коэффициент пластичности	Предел текуче- сти, МПа	Угол внутрен- него трения, град.	Коэффициент сцепления
<b>Основная кровля.</b> Сланцеватый алевролит, слюдястый, слоистый, с включением растительных остатков. Трешиноватый, с наличием резких контактов по слоям	68	8	28	1,49	88	38	127
<b>Непосредственная кровля.</b> Сланцеватый аргиллит, слоистый, слюди- стый с отпечатками фауны. Встре- чаются зоны замещения аргиллита алевролитом	60,5	7	28	1,18	88	32	130
<b>Непосредственная почва.</b> Алевро- лит, темно-серый перемятый с отпе- чатками стеблей растений комкова- той текстуры «кучерявчик», склонен к пучению ниже по слою плотный, массивный, однородный, слюдястый	58	6	27	1,2	72	38	134
<b>Основная почва.</b> Песчаник полево- шпатово-кварцевый, темно-серый, кремнистый, переслаивается с квар- цевым сливным. Мелкозернистый, слоистый. Крепкий, плотный, контакт ясный.	95	10	27,5	1,23	130	37	142

**ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА УГОЛЬНОГО ПЛАСТА  $K_5^1$**

Описание угольного пласта	Марка угля	Объемный вес, $\text{кН/м}^3$	Угол падения пласта, град.	$\sigma_{сж}$ , МПа	Опасность			Склонность к са- мовозгоранию	Сопротивляе- мость угля реза- нию, $\text{кН/м}$
					по взрыв- чности пыли	по горным ударам	по внезап- ным уда- рам		
Уголь черный, блестя- щий, излом полуракови- стый, трешиноват. Тре- щины местами заполне- ны кальцитом. В уголь- ном пласте имеются твердые включения кол- чедана, пирита	A	18-22	2-8	45	не опа- сен	не опа- сен	не опа- сен	190	

## 11.2. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ И ГОРНТЕХНИЧЕСКИЕ ФАКТОРЫ, ОБЯЗАТЕЛЬНЫЕ К УЧЕТУ ПРИ ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ СИСТЕМЫ «ТРЕЩИНОВАТЫЕ ПОРОДЫ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ»

Большинство исследователей геомеханических процессов в окрестности выработок однозначно отмечают тесную связь между получаемыми результатами и количеством учитываемых геомеханических факторов, степенью их адекватного моделирования по отношению к явлениям и закономерностям, наблюдаемым в шахтных условиях. Поэтому для получения наиболее достоверного результата при математическом моделировании необходимо наиболее полно отразить сущность геомеханических процессов в окрестности пластовой выработки и ее конструктивные параметры, наиболее важными из которых являются следующие.

*Во-первых*, необходимо максимально достоверно (по отношению к реальным горно-геологическим условиям) отразить структуру и механические характеристики слоистой углевмещающей толщи вокруг пластовой выработки. Данная группа требований включает: оценку количества породных слоев кровли и почвы пласта, обязательных к учету в разрабатываемой математической модели; выбор (по данным геологических изысканий) наиболее характерного варианта (или нескольких вариантов по длине выработки) распределения мощности каждого из породных слоев и угольного пласта, включаемых в математическую модель; уточнение механических характеристик каждого из породных слоев и угольного пласта.

*Во-вторых*, следует учесть естественную слоистость и трещиноватость в пределах мощности каждого из породных слоев, где это ярко выявлено на стадии геологических изысканий. Необходимость учета данной структурной неоднородности в пределах однородного геологического формирования общеизвестна [25-27] и в обобщенной форме нормирована в руководящих документах [47, 48].

*В-третьих*, необходимо смоделировать условия контакта по плоскостям напластования породных слоев углевмещающей толщи. Дело в том, что исследования на эквивалентных материалах [33, 34, 49] и натурные наблюдения [24] указывают на проскальзывание породных слоев друг относительно друга вблизи выработки. Анализ эпюр распределения касательных напряжений  $\tau_{xy}$  в окрестности пластовой выработки [44, 50] подтверждает действие  $\tau_{xy}$  по плоскостям напластования такого уровня, который многократно превышает силы сцепления. Поэтому для достоверного моделирования процессы сдвигания углевмещающей толщи необходимо вводить условие проскальзывания породных слоев.

*В-четвертых*, необходимо максимально адекватно реальным условиям смоделировать горнотехнические параметры пластовой выработки: ее размещение относительно элементов залегания угольного пласта; геометриче-

ские параметры выработки, рамной крепи, межрамного ограждения и забутованного закрепного пространства, их механические характеристики.

*В-пятых*, параметры силового взаимодействия слоистого трещиноватого массива и элементов крепи пластовой выработки должны определяться исключительно из условия совместности перемещений указанных структур как наиболее реально отражающего геомеханические процессы в окрестности выработки [24-27, 51].

### **11.3. ОБОСНОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ СИСТЕМЫ «ТРЕЩИНОВАТЫЕ ПОРОДЫ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ»**

На данном этапе исследований максимально адекватно реальным геомеханическим и горнотехническим условиям разработана модель процесса сдвигания слоистого породного массива в окрестности участковой подготовительной выработки. В условиях шахт ГП «Свердловантрацит» применяются два способа подготовки шахтного поля: погоризонтный и панельный. С точки зрения максимальной общности модели (применимой как при погоризонтном, так и панельном способе подготовки) более универсальной является геомеханическая модель выемочного штрека, проводимого по угольному пласту с присечкой боковых пород.

Данные механических характеристик углевмещающей слоистой толщи в окрестности выемочных штреков, проводимых по пласту  $K_5^1$  горизонта  $H = 1300$  м в условиях шахты «Красный Партизан» заложены в тестовую модель, задача которой заключается в обосновании минимально возможных ее размеров по критерию допустимых отклонений вертикальной  $\sigma_y$  и горизонтальной  $\sigma_x$  компонент напряжений от исходного негидростатического состояния нетронутого массива на границах модели. Как правило, для горнотехнических расчетов считаются удовлетворительными отклонения до 10% от истинных значений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  нетронутого массива (см. §6.2).

В анализируемой модели ось « $Y$ » расположена по вертикальной оси симметрии выработки, а ось « $X$ » совпадает с нижней границей модели. По высоте размер тестовой модели составляет  $Y = +30$  м; по ширине: правая граница  $X = +15$  м, левая граница  $X = -15$  м. С точки зрения вмещающих выработку пород в модель включены: угольный пласт  $K_5^1$  двухпачечного строения; два породных слоя непосредственной кровли; первый породный слой и частично второй слой основной кровли; угольный пласт – спутник  $K_5^2$ , разделяющий основную и непосредственную кровли; два породных слоя непосредственной почвы; частично один породный слой основной почвы.

Анализ поля напряжений в тестовой модели установил следующее. Верти-

кальные напряжения  $\sigma_y$  на верхней границе модели распределены практически равномерно с колебаниями не более 8,9% по отношению к величине нетронутого массива  $\gamma H = 32$  МПа. На нижней границе модели  $\gamma H = 32,8$  МПа колебания  $\sigma_y$  по координате  $X$  несколько превышают 10% только на участке 2,5-3 м под выработкой. Но, поскольку глубина зоны разгрузки в почве составляет менее половины глубины модели в почве, то адекватность отражения процесса пучения почвы не нарушена. На боковых границах модели по координате  $Y$  колебания  $\sigma_y$  (по отношению к нетронутому состоянию) не превышают 8,2%. Исключение составляют локальные концентрации  $\sigma_y$  по поверхностям напластования породных слоев и угольных пластов (до  $1,52 \gamma H$ ), обусловленные появлением контактных напряжений при совместной деформации разнородных (по механическим свойствам) породных слоев и угольных пластов.

Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  полностью стабилизируются (отклонения до 3,5%) только на нижней границе модели и равны  $\lambda \gamma H = 10,9$  МПа (нетронутого породного массива). На верхней и боковых границах тестовой модели наблюдаются более существенные колебания  $\sigma_x$  (в сравнении с  $\lambda \gamma H$ ), что объясняется возникновением дополнительных напряжений  $\sigma_x$  от прогиба породных слоев в полость выработки и не противоречит классическим положениям механики твердого деформируемого тела. Эти возмущения  $\sigma_x$  никоим образом не сказываются на поле напряжений в окрестности выемочного штрека, т.к. связаны с краевыми эффектами закрепления модели (размеры  $30 \times 30$  м) и имеют локальные области, максимумы которых достигают: на левой границе – до 0,7 м, на верхней границе – до 1,3 м, на правой границе – до 4,7 м.

Касательные напряжения  $\tau_{xy}$  имеют возмущения в окрестности выработки на глубину до 8 м, а на границах модели практически исчезают, что обусловлено малым углом падения угольного пласта ( $\alpha = 6-8^\circ$ ) и по этой причине несущественной разницей между векторами главных напряжений  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и векторами напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$ .

Приведенные напряжения  $\sigma$  являются производной от компонент  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$ , поэтому имеют аналогичные тенденции колебаний на границах модели.

В итоге анализ поля напряжений в тестовой модели позволяет утверждать, что ее размеры  $30 \times 30$  м в поперечном сечении выемочного штрека вполне достаточны для достоверного описания процесса сдвижения близлежащего породного массива (рис. 11.2).



Механические характеристики углевмещающего массива приняты по данным геологических изысканий (табл. 11.1) и каталогам [52, 53].

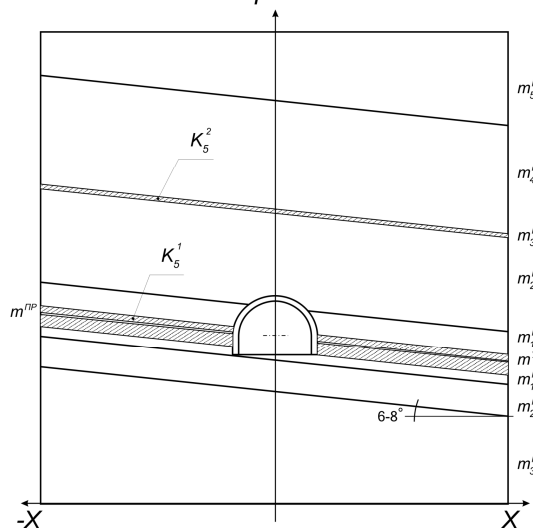


Рис. 11.2. Геомеханическая модель слоистого углевмещающего массива в окрестности выемочного штрека для условий шахты «Красный Партизан»

Угольный пласт  $K_5^1$  моделируется двухпачечного строения с усредненными (по длине выработки) по мощности значениями: нижняя пачка – 0,8 м; прослойка песчано-глинистого сланца – 0,12 м; верхняя пачка – 0,38 м. Механические характеристики: уголь – модуль деформации  $E^y = 0,35 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^y = 0,35$ , угол внутреннего трения  $\varphi^y = 30^\circ$ , предел прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{сж}^y = 12$  МПа; прослойка из песчано-глинистого сланца –  $E^{np} = 2,7 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^{np} = 0,25$ ,  $\varphi^{np} = 32^\circ$ ,  $\sigma_{сж}^{np} = 60,5$  МПа.

Породные слои кровли и почвы по длине выемочных участков имеют существенно переменную мощность. Поэтому выполнено моделирование структуры углевмещающей толщи в двух, крайне отличающихся между собой сечениях – в начале (вариант 1) и посередине (вариант 2) проектируемых выемочных участков. Остальные варианты структур будут занимать промежуточное значение, также как и результаты их моделирования.

Вариант №1 (см. рис. 11.2):

–  $m_5^K \geq 8,0$  (в реальных условиях породный слой более мощный, но принятая высота модели его ограничивает),  $E_5^K = 5,3 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu_5^K = 0,25$ ,

$$\varphi_5^K = 37^\circ, \sigma_{сжс_5}^K = 85 \text{ МПа};$$

$$- m_4^K = 7,0 \text{ м}, E_4^K = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_4^K = 0,25, \varphi_4^K = 35^\circ, \sigma_{сжс_4}^K = 50 \text{ МПа};$$

-  $m_3^K = 0,2 \text{ м}$  – угольный пропласток  $K_5^2$  с теми же механическими характеристиками, что и угольный пласт  $K_5^1$ ;

$$- m_2^K = 6,0 \text{ м}, E_2^K = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_2^K = 0,25, \varphi_2^K = 35^\circ, \sigma_{сжс_2}^K = 70 \text{ МПа};$$

$$- m_1^K = 1,5 \text{ м}, E_1^K = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_1^K = 0,25, \varphi_1^K = 35^\circ, \sigma_{сжс_1}^K = 45 \text{ МПа};$$

$$- m_1^\Pi = 0,35 \text{ м}, E_1^\Pi = 2,9 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_1^\Pi = 0,25, \varphi^\Pi = 32^\circ, \sigma_{сжс_1}^\Pi = 65 \text{ МПа};$$

$$- m_2^\Pi = 2,0 \text{ м}, E_2^\Pi = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_2^\Pi = 0,25, \varphi^\Pi = 32^\circ, \sigma_{сжс_2}^\Pi = 65 \text{ МПа};$$

-  $m_3^\Pi \geq 10 \text{ м}$  (в реальных условиях породный слой более мощный, но принятые размеры модели по высоте его ограничивают),  $E_3^\Pi = 5,3 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ,  $\mu_3^\Pi = 0,25$ ,  $\varphi_3^\Pi = 37^\circ$ ,  $\sigma_{сжс_3}^\Pi = 100 \text{ МПа}$ .

Вариант №2 (см. рис. 11.2):

-  $m_5^K \geq 8,0$  (в реальных условиях породный слой более мощный, но принятая высота модели его ограничивает),  $E_5^K = 5,3 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ,  $\mu_5^K = 0,25$ ,  $\varphi_5^K = 37^\circ$ ,  $\sigma_{сжс_5}^K = 85 \text{ МПа}$ ;

$$- m_4^K = 3,5 \text{ м}, E_4^K = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_4^K = 0,25, \varphi_4^K = 35^\circ, \sigma_{сжс_4}^K = 50 \text{ МПа};$$

-  $m_3^K = 0,3 \text{ м}$  – угольный пропласток  $K_5^2$  с теми же механическими характеристиками, что и угольный пласт  $K_5^1$ ;

$$- m_2^K = 0,6 \text{ м}, E_2^K = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_2^K = 0,25, \varphi_2^K = 35^\circ, \sigma_{сжс_2}^K = 70 \text{ МПа};$$

$$- m_1^K = 9,5 \text{ м}, E_1^K = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_1^K = 0,25, \varphi_1^K = 35^\circ, \sigma_{сжс_1}^K = 45 \text{ МПа};$$

$$- m_1^\Pi = 0,35 \text{ м}, E_1^\Pi = 2,9 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_1^\Pi = 0,25, \varphi^\Pi = 32^\circ, \sigma_{сжс_1}^\Pi = 65 \text{ МПа};$$

$$- m_2^\Pi = 0,7 \text{ м}, E_2^\Pi = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \mu_2^\Pi = 0,25, \varphi^\Pi = 32^\circ, \sigma_{сжс_2}^\Pi = 65 \text{ МПа};$$

-  $m_3^\Pi \geq 10 \text{ м}$  (в реальных условиях породный слой более мощный, но принятые размеры модели по высоте его ограничивают),  $E_3^\Pi = 5,3 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ,  $\mu_3^\Pi = 0,25$ ,  $\varphi_3^\Pi = 37^\circ$ ,  $\sigma_{сжс_3}^\Pi = 100 \text{ МПа}$ .

Угол падения пласта  $K_5^1$  и породных слоев в модели принят одинаковым

и равным  $\alpha = 6^\circ$ .

Таким образом, в разработанной модели реализованы первый и второй пункты геомеханических требований адекватного отражения процессов взаимодействия системы «трещиноватые породы-крепь выработки».

Для удовлетворения третьего пункта требований смоделированы условия, обеспечивающие возможность проскальзывания всех слоев (в окрестности выработки) друг относительно друга. Это обусловлено тем, что частично независимая деформация отдельных породных слоев вокруг выработки интенсифицирует проявления горного давления, что необходимо обязательно учитывать при прогнозе устойчивости выработки.

Следующим этапом обоснования геомеханической модели является оценка параметров выемочного штрека, его крепи, межрамного ограждения и закрепного пространства.

Расположение выемочного штрека относительно угольного пласта моделируется в общем случае с его верхней и нижней подрывкой как наиболее часто применяемый вариант с точки зрения эффективной перегрузки угля с забойного конвейера на скребковый конвейерного штрека. Высота  $h_{нод}$  нижней подрывки со стороны лавы обычно не превышает 1,1 м на шахте «Красный партизан». Результаты анализа НДС системы «трещиноватые породы-крепь выработки» показывают, что максимальные отклонения до 13,6% для указанной величины подрывки приходятся на приведенные напряжения в районе прямолинейной части стойки рамной крепи. Но, для усредненной величины подрывки  $h_{нод} = 0,55$  м отклонения  $\sigma$  будут в пределах допустимых значений. Поэтому принято в моделях системы  $h_{нод} = 0,55$  м со стороны лавы (левая стойка), тогда опора правой стойки рамы будет совпадать с плоскостью почвы угольного пласта.

Размеры выработки и крепи определяются паспортом ее проведения в соответствии с [54].

Выемочный штрек проводится арочной формы со сводом, близким к циркульному, его размеры (по паспорту) в проходке: шириной – 5200 мм, высота 3660 мм. Здесь необходимо учесть следующий фактор. В проектах проведения выемочных штреков предусмотрена ширина закрепного пространства 50-70 мм, в то время, как шахтные наблюдения показывают перебор сечения по контуру выработки до 200 мм. Поэтому, для адекватного отражения реальных условий принимаем ширину выработки в проходке 5450 мм, а ее высоту в проходке – 3800 мм. Размеры выработки в свету до осадки: площадь сечения 12,8 м<sup>2</sup>, ширина 4750 мм, высота 3430 мм.

Крепь выработки – рамная металлическая податливая трехзвенная КМП-А3-13,8 из спецпрофиля СВП-27 устанавливается вдоль выработки с шагом  $L = 0,5$  м. Спецпрофиль СВП изготавливается из стали Ст.5 [38] с механическими характеристиками: расчетный предел текучести  $\sigma_T = 270$  МПа, модуль упругости  $E_{II}^P = 21 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^P = 0,3$ .

Межрамное ограждение выемочного штрека комбинированное: в кровле – железобетонная затяжка, в боках – деревянная. Железобетонная затяжка моделируется с реальными параметрами [38]: длина – 500 мм, ширина – 200 мм, толщина 50 мм, предел прочности на сжатие  $\sigma_{сжс}^3 = 20$  МПа, модуль деформации  $E^3 = 2 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^3 = 0,2$ . Деревянная затяжка характеризуется параметрами: длина – 500 мм, ширина – 200 мм, толщина – 25 мм, предел прочности на сжатие (при изгибе)  $\sigma_{сжс}^3 = 70$  МПа, модуль деформации  $E^3 = 1,1 \cdot 10^4$  МПа.

Закрепное пространство по контуру выработки заполняется (в соответствии с паспортом проведения выработки) забутовочным материалом (кусками породы от проходки) для выравнивания нагрузки на крепь. Деформационные характеристики породной забутовки приняты в соответствии с работами [35, 36, 43, 55]: модуль деформации забутовки  $E^{заб} = 30$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^{заб} = 0,25$ .

Таким образом, выполнено четвертое требование повышения достоверности моделирования геомеханических процессов в окрестности выемочного штрека.

Пятое требование удовлетворяется автоматически при построении конечно-элементной сетки модели системы «трещиноватые породы-крепь выработки».

#### 11.4. ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

На этапе адаптации геомеханической модели необходимо провести ее тестирование для подтверждения адекватности результатов расчета НДС системы «трещиноватые породы-крепь выработки» процессам сдвижения слоистой углевмещающей толщи. На наш взгляд, наиболее наглядно прослеживается непротиворечие модели «классическим» положениям механики горных пород и механики подземных сооружений на примерах эпюр вертикальных  $\sigma_y$  и горизонтальных  $\sigma_x$  напряжений.

Эпюра  $\sigma_y$  тестовой модели достаточно четко указывает на существование областей разгрузки в кровле и почве выемочного штрека и области опорного давления в ее боках, которые постепенно «размываются» при отходе от выработки в глубь массива. В близлежащих породах кровли и почвы выработки сжимающие  $\sigma_y$  переходят в растягивающие, что интенсифицирует процесс разрушения приконтурных пород, которое проявляется через вывалообразование кровли и пучение почвы. В боках выработки концентрация  $\sigma_y$  превышает в 1,5-2 раза  $\gamma H$  нетронутого массива и также провоци-

рует разупрочнение этой области. Закрепное пространство благодаря большой деформативности забутовочного материала находится в относительно разгруженном состоянии и выравнивает нагрузку по контуру крепи. В самой рамной крепи наиболее нагруженными напряжениями  $\sigma_y$  являются стойки, а менее – свод рамы, что вполне объясняется передачей всей вертикальной нагрузки, обуславливающий известный факт действия в них интенсивного изгибающего момента, нередко приводящего к пластическим деформациям и разрушению крепи.

Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  наглядно указывает на действие изгибающих моментов в каждом породном слое в окрестности выработки. В соответствии с классическими представлениями прогибы слоев (в направлении полости выработки) порождают дополнительные горизонтальные напряжения  $\sigma_x$ :

– в кровле выработки растягивающие  $\sigma_x$  появляются в нижних слоях, а сжимающие  $\sigma_x$  – в верхних слоях, как это и имеет место при смещении пород кровли в полость выработки;

– в почве выработки растягивающие  $\sigma_x$  появляются в верхних слоях, что указывает на перемещение пород почвы в полость выработки;

– в боках выработки четко выражена зона опорного давления, в которой меняется знак кривизны изгиба слоев: непосредственно на контакте с выработкой растяжение происходит в нижних слоях, а на расстоянии нескольких метров растяжение наблюдается в верхних слоях.

Максимумы  $\sigma_x$  на границе каждого породного слоя сильно зависят от его мощности и расстояния от выработки: чем больше мощность слоя и более удален от выработки, тем меньше максимумы  $\sigma_x$  на его поверхностях.

В рамной крепи наиболее интенсивно изгибающий момент от действия разнознаковых  $\sigma_x$  проявляется в своде и направление действия изгибающего момента указывает на прогиб свода рамы в полость выработки.

В целом следует отметить, что все указанные особенности НДС системы «трещиноватые породы-крепь выработки» хорошо согласуются с известными исследованиями [24-27, 49, 51, 56, 57], что еще раз доказывает достаточную адекватность разработанной модели реальным геомеханическим процессам в окрестности выемочного штрека.

## ВЫВОДЫ

По результатам исследований сформулированы следующие выводы.

1. Анализ горно-геологических и горнотехнических условий проведения и поддержания выемочных штреков угольного пласта  $K_5^1$  на шахтах ГП «Свердловантрацит» позволил сформулировать пять геомеханических

факторов, которые необходимо учитывать при моделировании процессов сдвижения углевмещающего слоистого массива в окрестности выработки. Это обеспечит достоверность результатов расчета НДС системы «породный массив-крепь выработки» и надежность последующих рекомендаций по эффективному поддержанию выемочных штреков.

2. Проведен анализ современных подходов к исследованию геомеханических процессов в окрестности выемочного штрека в части потенциальных возможностей учета всех пяти геомеханических факторов адекватного описания реального объекта. В результате выбран к использованию метод математического моделирования на базе современных компьютерных программ (и их приложений) метода конечных элементов.

3. Проведен комплекс исследований по обоснованию геомеханической модели системы «породный массив-крепь выработки». Определены все горно-геологические и горнотехнические параметры, входящие в модель. На базе тестовых расчетов НДС системы установлены минимально достаточные размеры модели, отражающие условия стабилизации НДС на ее границах в рамках начального негидростатического состояния нетронутого массива. В пределах размеров модели отражено 9 породных слоев и прослоек, а также угольный пласт.

4. Выполнено тестирование разработанной геомеханической модели системы «породный массив-крепь выработки» на предмет отражения основных особенностей процесса сдвижения слоистого углевмещающего массива в окрестности выемочного штрека. Доказано качественное соответствие поля НДС тестовой модели с известными современными исследованиями сдвижения углевмещающей породной толщи при отработке угольных пластов.

## 12. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ГОРНОГО МАССИВА И ВЫЯВЛЕНИЕ ЗОН ПРОГНОЗИРУЕМОГО ВЫВАЛООБРАЗОВАНИЯ

Для детального и углубленного анализа НДС системы «трещиноватый массив-крепь выработки» целесообразно, на наш взгляд, разделить исследование на четыре основных позиции:

- НДС кровли выемочного штрека призвано оценить ее устойчивость с точки зрения прогнозирования процесса вывалообразования;
- НДС приконтурных пород в боках выработки для определения размеров области нарушенных пород, создающих боковую нагрузку на крепь;
- НДС почвы выемочного штрека для оценки ее устойчивости на предмет прогнозирования пучения;
- НДС рамной крепи для выявления участков ее контура, где возможна потеря устойчивости.

### 12.1. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД КРОВЛИ 75-ГО ВОСТОЧНОГО КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА

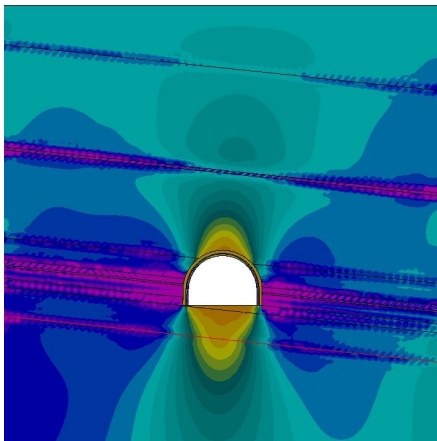


Рис. 12.1. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в окрестности штрека по варианту 1

В начале исследования прослеживаются общие черты эпюр компонент напряжений двух моделей (в начале и середине выемочных участков) с существенно различной структурой углевмещающей толщи, а затем отмечаются их отличия.

В кровле выработки четко прослеживается зона разгрузки эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  сводообразной формы, что в определенной мере подтверждает известную гипотезу свода проф. М.М. Протодьяконова. В верхней части свода действуют небольшие сжимающие напряжения  $\sigma_y$  до 3-5 МПа, которые переходят в растягивающие  $\sigma_y$  до 2-6 МПа в средней и нижней части свода (рис. 12.1). Отличие двух моделей заключается в том, что при увеличенной мощности первого породного слоя непосредственной кровли (рис. 12.2) размеры свода уменьшаются. Это объясняется повышенной жесткостью слоя  $m_1^K$  по варианту 2,

что снижает его прогиб в полость выработки и, соответственно, величину  $\sigma_y$ .

Также обращает внимание стабильно действующая для обеих моделей зона концентрации  $\sigma_y$  по угольному пропластку  $K_5^2$ , разделяющему основ-

ную и непосредственную кровли. Эта концентрация  $\sigma_y$  действует в плоско-

сти напластования  $K_5^2$  по обе стороны от вертикальных границ выработки. Кроме того, концентрация  $\sigma_y$  выходит за пределы мощности угольного про-

пластка  $K_5^2$  как в сторону породного слоя  $m_4^K$  основной кровли, так и в сто-

рону породного слоя  $m_2^K$  непосред-

ственной кровли на глубину 0,4-1,1 м. Здесь необходимо учитывать три обстоя-

тельства. *Первое* – концентрация  $\sigma_y = 45...60$  МПа обусловлена низкими

деформационными характеристиками угольного пропластка  $K_5^2$ , которые интен-

сифицируют прогибы слоев основной кровли, нагружающие слои непосред-

ственной кровли. *Второе* – прочностные характеристики угольного про-

пластка ( $\sigma_{сж3}^K = 12$  МПа) в несколько раз меньше величин концентраций  $\sigma_y$ , что приводит к его разрушению и еще большему прогибу породных слоев основной кровли. *Третье* – прочностные характеристики породного слоя  $m_2^K$  ( $\sigma_{сж3}^K = 70$  МПа) несколько превышают максимумы  $\sigma_y$ , однако и здесь

возможно частичное разупрочнение массива из-за действия факторов реологии и структурного ослабления. Кроме того, во второй модели (вариант 2) из-за малой мощности слоя  $m_2^K = 0,6$  м концентрация  $\sigma_y$  слегка затрагивает (до 0,5 м) породный слой  $m_1^K$ , у которого  $\sigma_{сж1}^K = 45$  МПа и здесь также наблюдается частичное разупрочнение породного слоя  $m_1^K$ .

Выявленные особенности распределения  $\sigma_y$  в породах непосредственной кровли позволяют спрогнозировать увеличение во времени нагрузки на свод рамной крепи из-за увеличения прогиба породных слоев основной кровли при частичном или полном разрушения массива в районе угольного пропластка  $K_5^2$ .

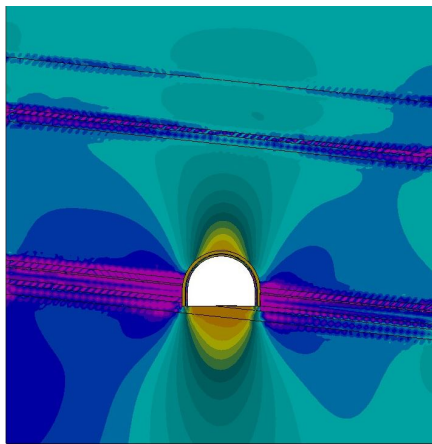


Рис. 12.2. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в окрестности штрека по варианту 2



Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  (помимо начальных негидростатических условий  $\sigma_x = \lambda\gamma H$ ) зависят от деформаций прогиба породных слоев кровли

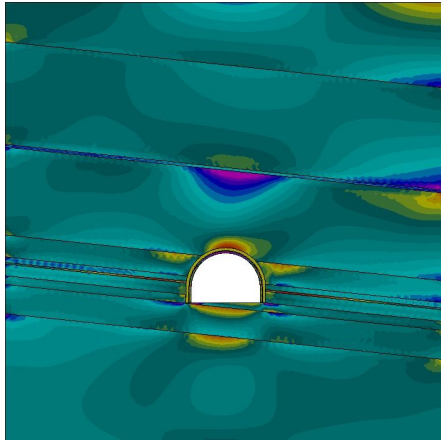


Рис. 12.3. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в окрестности штрека по варианту 1

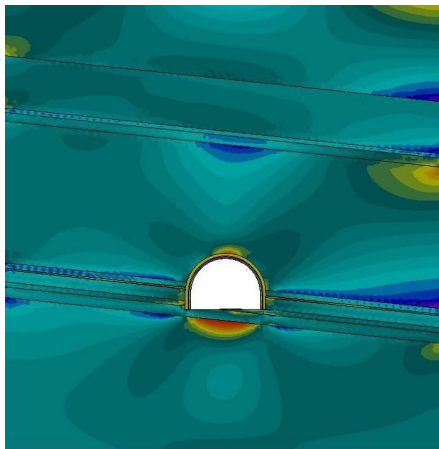


Рис. 12.4. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в окрестности штрека по варианту 2

(в первую очередь непосредственной) в полость выработки (рис. 12.3). В породных слоях непосредственной кровли максимумы  $\sigma_x$  располагаются в районе вертикальной оси выработки (в нижних плоскостях слоя – растяжение, в верхних – сжатие) и под углом 30-40° к плоскости напластования, где кривизна прогиба слоев меняет знак (в верхних плоскостях – растяжение, в нижних – сжатие). Уровень растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в слоях непосредственной кровли таков (в области действия максимумов  $\sigma_x = 10...15$  МПа), что обязательно вызывает разрушение породы в этих областях. Появление в районе максимумов  $\sigma_x$  так называемых квази-пластических шарниров в породных слоях непосредственной кровли увеличивает их податливость, их прогиб возрастает, так же как и нагрузки на свод рамной крепи.

Величина растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в приконтурных породах кровли в несколько раз выше их прочности на разрыв, что обуславливает непременно разрушение некоторой области пород. Но, во второй модели (рис. 12.4) величина и область концентрации  $\sigma_x$  гораздо меньше, поскольку больше жесткость слоя в кровле из-за его увеличенной мощности.

Таким образом, особенности поля  $\sigma_x$  формируют условия образования и развития в породных слоях непосредственной кровли некоторого подобия

трехшарнирной балки, обладающей повышенной деформативностью и, с учетом реологических факторов, способствующей росту нагрузки на свод крепи в

течение поддержания выемочного штрека.

Анализ эпюр приведенных напряжений  $\sigma$  для обеих моделей (рис. 12.5 и рис. 12.6) подтверждают ранее выявленные особенности для компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , основные из которых сводятся к двум факторам усиления вывалообразования в приконтурных породах кровли выемочного штрека.

*Во-первых*, угольный прослойк  $K_5^2$  служит концентратором напряжений в области раздела основной и непосредственной кровель. Здесь максимумы приведенных напряжений на уровне  $\sigma = 45...65$  МПа однозначно разрушают угольный прослойк  $K_5^2$  по обе стороны от вертикальных границ выработки. Также разрушаются и частично разупрочняются локальные области в районе плоскостей напластования, как в основной, так и непосредственной кровле. В совокупности это увеличивает перемещения надугольной толщи в полость выработки.

*Во-вторых*, в породных слоях непосредственной кровли образуются локальные зоны разрушения, формирующие подобие трехшарнирной балки, которая за счет своей повышенной податливости может спровоцировать с течением времени рост перемещений массива в кровле и увеличение нагрузки на свод рамной крепи.

## 12.2. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД В БОКАХ ВЫЕМОЧНОГО ШТРЕКА

Главной особенностью распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в

боках выемочного штрека является формирование зоны опорного давления, более интенсивного по восстанию пласта и менее – по падению (см. рис. 12.1

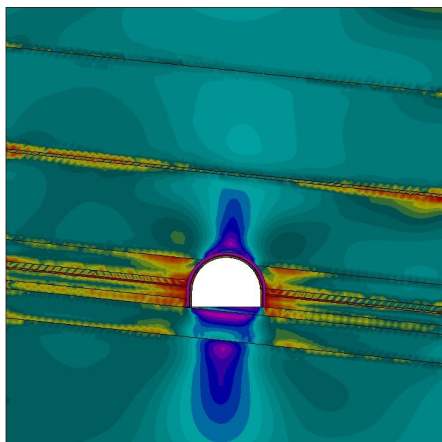


Рис. 12.5. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в окрестности штрека по варианту 1

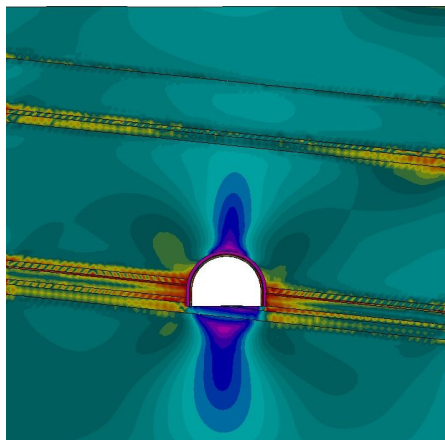


Рис. 12.6. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в окрестности штрека по варианту 2

и рис. 12.2). Также общей чертой является то, что концентрация  $\sigma_y$  затрагивает полностью угольный пласт, первый породный слой непосредственной почвы ( $m_1^I = 0,35...0,6$  м) и частично приграничные участки первого породного слоя непосредственной кровли и второго слоя непосредственной почвы. Большая глубина разработки способствует не только развитию обширной зоны опорного давления по падению и восстанию пласта, но и появлению концентраций  $\sigma_y$  по плоскостям контакта основной и непосредственной почвы за вертикальными границами выработки на значительное расстояние. Этому способствует существенно различные (в 1,8-2 раза) деформационные характеристики породных слоев основной и непосредственной почвы.

Вертикальные напряжения в опорной зоне достигают  $\sigma_y = 45...65$  МПа и однозначно разрушают угольный пласт  $K_5^1$  на значительное расстояние от выработки по восстанию и падению. Принимая во внимание среднюю крепость пород непосредственной кровли и почвы, следует ожидать их частичного разупрочнения в локальных зонах, примыкающих к выработке. Указанные нарушения боковых пород увеличивают их податливость и способствуют интенсификации вертикальных сдвижений надугольной толщи.

Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  в боках выемочного штрека (рис. 12.3 и рис. 12.4) имеют локальные возмущения в приконтурной области (до 1-1,5 м) где появляются небольшие (до 2 МПа) растягивающие  $\sigma_x$ , которые с удалением от выработки переходят в сжимающие, приближаясь к величине нетронутого массива. Исключение составляют два явления. Во-первых, концентрация сжимающих  $\sigma_x = (2,3...2,7)\lambda\gamma H$  в районе опор стоек рамной крепи, что объясняется, на наш взгляд, высоким опорным давлением, изгибающим слою непосредственной почвы вблизи контура выработки. Во-вторых, появляются значительные растягивающие напряжения  $\sigma_x$  (до 10-15 МПа) в породном прослойке пласта  $K_5^1$ , вызывающие его разрушение. Эта область по восстанию и падению пласта развивается на 6-8 м и обусловлена большой разницей (порядка 7,7 раз) деформационных характеристик угля и породного прослойка при высоком опорном давлении: жесткий породный прослойек малой мощности ( $m^{np} = 0,12$  м), имея податливое основание в виде нижней пачки угольного пласта, просто сминается (скалывается) высоким опорным давлением.

Приведенные напряжения (см. рис. 12.5 и рис. 12.6) в боках выработки имеют значительную концентрацию до 45-70 МПа, что обуславливает разрушение угольного пласта  $K_5^1$  и частичное разупрочнение локальных областей породных слоев непосредственной кровли и почвы. Разрушенный боковой массив по теории проф. П.М. Цимбаревича формирует боковую нагрузку на крепь, линейно связанную с высоким опорным давлением. В то же время,

рамная трехзвенная крепь не приспособлена к восприятию высокой боковой нагрузки, поэтому с течением времени следует контролировать состояние стоек рамы и при необходимости их усиливать.

Таким образом, НДС пород в боках выработки указывает не только на развитие вертикальных перемещений надугольной толщи, но и на вероятность значительных боковых подвижек массива в полость выработки.

### 12.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД ПОЧВЫ ВЫЕМОЧНОГО ШТРЕКА

Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в почве выемочного штрека четко указывает на формирование обширной зоны разгрузки, затрагивающей не только непосредственную, но и основную почву (см. рис. 12.1 и рис. 12.2). Размеры зоны разгрузки в почве превышают таковые в кровле выработки; также сказываются существенно выше максимумы растягивающих напряжений  $\sigma_y = 4...6$  МПа. Это указывает на стабильность закономерностей перемещений почвы в полость выработки вне зависимости от структуры углевмещающей толщи. Тем не менее, в модели (когда в наличии более мощные породные слои непосредственной кровли  $m_1^K$  и основной почвы  $m_3^П$ ) размеры зоны разгрузки в почве оказались ниже. Превышение размеров и максимумов растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в почве по сравнению с кровлей обусловлено интенсивным опорным давлением в боках выработки на больших глубинах разработки и весьма неоднородной структурой углевмещающей толщи. Этот процесс усиливают локальные очаги разупрочнения породы в районе поверхности контакта основной и непосредственной почвы, появляющиеся из-за концентраций  $\sigma_y$ , обусловленных существенно различными деформационными характеристиками породных слоев  $m_2^П$  и  $m_3^П$ .

Эпюры горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в почве выработки (см. рис. 12.3 и рис. 12.4) наглядно характеризуют прогибы породных слоев основной и непосредственной почвы в полость выемочного штрека. В верхних частях каждого из породных слоев почвы действуют растягивающие  $\sigma_x$ , достигая величины 15-20 МПа. Таким растягивающим усилиям исследуемые породы сопротивляться не в состоянии, поэтому возникают достаточно обширные области (примерно, равные ширине выработки) в верхних частях каждого породного слоя, где происходит их разрушение. Это интенсифицирует процесс перемещения пород почвы в полость выработки.

Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  (см. рис. 12.5 и рис. 12.6) подтверждают выявленные закономерности проявления пучения почвы: весьма обширная область разгрузки непосредственно под выработкой, провоцирующая с течением времени развитие и слияние областей разрушения в почве; ло-

кальные разрушения по плоскостям напластования основной и непосредственной кровли усиливают горизонтальные перемещения и прогиб породных слоев в полость выемочного штрека.

#### 12.4. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС РАМНОЙ КРЕПИ ВЫЕМОЧНОГО ШТРЕКА

Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в рамной крепи имеет следующие особенности. Во-первых, напряжения в произвольном сечении спецпрофиля СВП на наружной и внутренней поверхностях имеют, как правило, разные знаки, что указывает на действие изгибающего момента практически по всему контуру рамы. Во-вторых, абсолютная величина  $\sigma_y$  возрастает по мере движения от замка свода до опоры стойки рамы, что вполне объяснимо, т.к. на стойки рамы действует суммарная вертикальная нагрузка, распределенная по всему контуру крепи. В-третьих, в районе замка свода происходит изгиб рамы в полость выработки в вертикальном направлении; также в полость выработки, но в горизонтальном направлении изгибаются стойки рамной крепи; в районах замков рамной крепи происходит ее изгиб в сторону породного массива. В-четвертых, максимумы и минимумы  $\sigma_y$  стабильно располагаются посредине прямолинейной части правой стойки (по падению пласта). В-пятых, во второй модели (см. рис. 12.2) максимумы и минимумы  $\sigma_y$  несколько ниже по абсолютной величине ( $\sigma_{max_y} = 151$  МПа,  $\sigma_{min_y} = 225$  МПа), чем в первой модели (см. рис. 12.1) ( $\sigma_{max_y} = 168$  МПа,  $\sigma_{min_y} = 253$  МПа), что объясняется повышенной мощностью первого породного слоя непосредственной кровли, передающего на крепь пониженную нагрузку. Как видим, абсолютная величина максимумов и минимумов не превышает предела текучести стали Ст.5 (270 МПа), но в первой модели (см. рис. 12.1) минимум на наружной поверхности правой стойки рамы всего на 6,3% меньше допустимого. Поэтому следует обратить внимание на состояние стоек рамной крепи с учетом того, что под действием геологических факторов нагрузка на крепь возрастает.

Анализ эпюр горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  позволил установить следующее. Во-первых, компонента  $\sigma_x$  (также как и  $\sigma_y$ ) меняет, как правило, свой знак по высоте поперечного сечения, что подтверждает повсеместное действие и главенствующее влияние изгибающего момента по контуру рамы. Во-вторых, в отличие от  $\sigma_y$ , большие по абсолютной величине  $\sigma_x$  располагаются в своде рамной крепи, а ее стойки более разгружены. В-третьих, максимумы и минимумы  $\sigma_x$  стабильно располагаются в правой части свода. В-четвертых, величина максимумов и минимумов  $\sigma_x$  в первой модели (см.

рис. 12.1) ( $\sigma_{max_x} = 46,2$  МПа,  $\sigma_{min_x} = -94,4$  МПа) превышает таковые для второй модели (см. рис. 12.2) ( $\sigma_{max_x} = 39,8$  МПа,  $\sigma_{min_x} = -81,5$  МПа).

Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$ , по которым производится прочностной расчет рамной крепи, распределены крайне неравномерно по ее контуру и толщине крепи. Практически разгружено ( $\sigma \approx 0$ ) сечение в районе левого замка рамы (со стороны восстания); причем, это месторасположение достаточно постоянно для обеих моделей. В то же время максимум  $\sigma$ , хотя и расположен стабильно со стороны падения пласта, но для первой модели (см. рис. 12.1) он находится в районе пяты свода ( $\sigma_{max} = 256$  МПа), а для второй модели (см. рис. 12.2) – посредине прямолинейной части стойки ( $\sigma_{max} = 238$  МПа). Тем не менее, учитывая полученные результаты, можно утверждать, что на НДС рамной крепи структура углевмещающего массива оказывает влияние в пределах допускаемой для горнотехнических расчетов погрешности.

## ВЫВОДЫ

1. В приконтурных породах кровли выемочной выработки формируется зона разгрузки сводообразной формы, в которой действуют растягивающие напряжения  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , превышающие прочность породы на растяжение и предопределяющие ее разрушение в определенной области, склонной к вывалообразованию. Интенсификации этого процесса с возрастанием нагрузки на свод рамной крепи способствуют два фактора:

– увеличение прогиба породных слоев основной кровли за счет разрушения угольного прослойка  $K_5^2$  и частичного разупрочнения примыкающих к прослойку локальных областей породных слоев основной и непосредственной кровель;

– формирование горизонтальными напряжениями  $\sigma_x$  в непосредственной кровле распорной системы наподобие трехшарнирной балки, обладающей повышенной податливостью.

2. В примыкающем к бокам выработки в глубь породного массива формируется зона опорного давления значительной протяженности по восстанию и падению угольного пласта. Уровень действующих напряжений (обусловленный большой глубиной разработки и существенной неоднородностью слоистого массива) указывает на разрушение угольного пласта  $K_5^1$  и возможность частичного разупрочнения (в локальных областях) породных слоев непосредственной кровли и почвы. Этот процесс увеличивает податливость массива в зоне опорного давления и способствует развитию перемещений пород надугольной толщи в полость выработки.

3. Развитие процесса пучения в почве выемочного штрека обусловлено двумя основными факторами:

– формирование обширной области разгрузки с повышенными растягивающими напряжениями  $\sigma_x$  до 15-20 МПа, что связано с повышенным опорным давлением на больших глубинах разработки и существенно неоднородной структурой углевмещающей толщи; это порождает развитие и слияние (с течением времени) областей разрушения в почве непосредственно под выработкой;

– интенсификация горизонтальных перемещений и прогиба породных слоев в полость штрека за счет возникновения локальных очагов разрушения в районе поверхности разделения основной и непосредственной почвы за пределами вертикальных границ выработки.

4. Напряженное состояние рамной крепи распределяется крайне неравномерно по ее контуру и определяется совместным действием нормальных усилий и изгибающего момента. При этом практически стабильно (вне зависимости от структуры углевмещающей толщи) изгиб рамы происходит: в полость выработки – в замке свода и посередине прямолинейной части стоек; в сторону массива – в районе замков рамы. Отсюда следуют рекомендации по повышению устойчивости рамной крепи в процессе эксплуатации выемочного штрека:

– при установке рам производить тщательную забутовку и их расклинивание с породным массивом в районе замков рамы с надлежащим соблюдением всех конструктивно-технологических требований соединения верхняка и стойки рамы;

– для предупреждения развития пластических деформаций в элементах рамы производить ее усиление анкерами: в замке свода и в прямолинейной части стоек на высоте 0,5-0,6 м от почвы выработки, объединив анкера и рамы в единую податливую грузонесущую систему посредством механических связей. Данные мероприятия ограничат прогибы рамной крепи в опасных сечениях.

### 13. УТОЧНЕНИЕ ЗОН ВЫВАЛООБРАЗОВАНИЯ ПОРОД В КРОВЛЕ ВЫРАБОТКИ И РАЗУПРОЧНЕНИЯ ПОРОД ПОЧВЫ ПО ФАКТОРАМ МАКСИМАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И КРИТИЧЕСКИХ НАПРЯЖЕНИЙ

#### 13.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ЗОН НАРУШЕННЫХ ПОРОД ВОКРУГ ВЫЕМОЧНОГО ШТРЕКА

Прежде всего, уточним методологию поиска областей, где происходит частичное или полное разрушение породы. Ранее было установлено, что в кровле и почве выработки образуются зоны разгрузки с появлением пониженных растягивающих напряжений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , а в боках выработки формируется зона опорного давления, где действуют повышенные сжимающие напряжения  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ . Общеизвестно [24-27], что углевмещающие типы горных пород имеют весьма слабое сопротивление растяжению, оцениваемое в 2-7 раз меньше от прочности породы на сжатие. Кроме того, следует учитывать различного рода структурное ослабление массива (слоистость, трещиноватость, наличие пор, пустот и т.п.) и реологические факторы, снижающие все прочностные характеристики, но особенно сопротивление породы растяжению. Поэтому структурно нарушенные породы непосредственной кровли и почвы практически не способны сопротивляться растягивающим нагрузкам и целесообразно, на наш взгляд, положить равным нулю их прочность на растяжение. При этом обеспечивается надлежащий запас надежности при прогнозировании размеров областей вывалообразования в кровле и разупрочненных пород в почве. Следовательно, определение координат указанных областей в кровле и почве выработки выполнено по условию отсутствия в них растягивающих напряжений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ :

$$\sigma_y = 0; \quad (13.1)$$

$$\sigma_x = 0.$$

Для установления зон вывалообразования в кровле и разупрочнения в почве достаточно выполнения одного из условий системы (13.1).

В боках выработки опорная зона характеризуется концентрацией сжимающих напряжений. Поэтому здесь наиболее применима теория прочности породы Кулона-Мора с оценкой состояния массива по величине приведенных напряжений  $\sigma$ . Область разупрочненных пород в боках выработки определяется по условию

$$\sigma = \sigma_{сж}. \quad (13.2)$$



Согласно критериям (13.1) и (13.2) произведена оценка размеров вывалообразования в кровле и областей разупрочненных пород в боках и почве выемочного штрака.

В кровле выработки в первой модели (вариант 1) высота зоны вывалообразования составляет до 1,4-1,5 м с максимумом в замке свода выработки. Ширина зоны нарушенных пород, склонных к обрушению, распространяется до 3,6-3,8 м. Форма зоны вывалообразования куполообразная (напоминает свод естественного равновесия по проф. М.М. Протодьяконову) и расположена практически симметрично относительно вертикальной оси выработки, а границы начала зоны вывалообразования (пята купола) расположены в районе замков рамной крепи.

Для второй модели (вариант 2) все выводы справедливы за исключением уменьшенных размеров зоны вывалообразования: высота – до 1,0-1,1 м; ширина – до 3,2-3,4 м. Очевидно, некоторое снижение размеров зоны вывалообразования связано с повышенной мощностью первого породного слоя непосредственной кровли посредине выемочного участка.

В породах почвы выработки наблюдаются аналогичные тенденции. Зона нарушенных пород имеет куполообразную форму, симметричную относительно вертикальной оси выработки; ширина зоны по основанию купола соответствует ширине (5,45 м) выработки в проходке. Глубина зоны нарушенных пород составляет до 4,3 м в первой модели и до 3,5 м во второй модели.

В боках выработки залегают крайне неоднородные породы: песчаный сланец (непосредственная почва), песчано-глинистый сланец (непосредственная кровля), угольный пласт двухпачечного строения с прослойком песчано-глинистого сланца. Все перечисленные геологические образования имеют разную величину сопротивления сжатию от 12 МПа угольного пласта до 65 МПа песчанистого сланца. Поэтому ширина зоны нарушенных пород в боку выработки будет разной для каждого породного слоя и угольного пласта. Кроме того, ширина зоны нарушенных пород со стороны падения пласта на 10-20% ниже, чем со стороны восстания, где и будет в дальнейшем располагаться лава; поэтому оценка ширины зоны нарушенных пород произведена со стороны восстания пласта (левая часть моделей). Также следует отметить, что для обеих моделей колебания ширины зон нарушенных пород в каждом породном слое и угольном пласте не выходят за рамки 10%.

В первом породном слое непосредственной кровли (район замков рамной крепи) нарушенные породы распространяются до 3,4-3,7 м по восстанию. В угольном пласте (прямолинейная часть стойки рамы) разупрочнение практически достигает боковых границ модели (ширина зоны – до 12,0-12,7 м). Такие обширные зоны нарушенных пород в боках выработки (особенно угольного пласта) необходимо учитывать при дальнейшей эксплуатации штрака в период очистной выемки в части выбора эффективного способа его охраны. В первом породном слое непосредственной почвы (район опоры стойки рамы) ширина зоны нарушенных пород невелика (из-за повышенного сопротивления сжатию) и не превышает 0,6-0,8 м.

Выявленные обширные зоны нарушенных пород и угольного пласта в боку выработки формируют повышенную боковую нагрузку на крепь выемочного штрека, что необходимо учитывать при оценке его устойчивости. По этим же факторам малоэффективно усиление стоек рамы анкерами в пределах мощностей первого породного слоя непосредственной кровли и угольного пласта. Целесообразна дополнительная установка анкеров в пределах мощности первого породного слоя непосредственной почвы, то есть на высоте 0,4-0,6 м от почвы выработки.

### 13.2. ПРОГНОЗ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ПОРОДНОГО КОНТУРА ВЫЕМОЧНОГО ШТРЕКА

Анализ НДС системы «трещиноватые породы-крепь выработки» включает исследование ее поля перемещений, которым выявлено ряд особенностей проявлений горного давления.

*Во-первых*, несмотря на различную структуру близлежащего угле-вмещающего массива, эпюры полных перемещений породного контура модели по варианту 1 (рис. 13.1) и по варианту 2 (рис. 13.2) весьма схожи друг с другом, как в качественном, так и количественном плане (максимальные отклонения не превышают 8%).

*Во-вторых*, полости в моделях, присутствующие в закрепном пространстве, возникают либо из-за отсутствия забутовочного материала, либо низкого его сопротивления растягивающим усилиям и связи по контакту забутовки с породным контуром выработки, как это имеет место в реальном объекте. Отличие заключается в том, что образующиеся полости заполняются разрушенными приконтурными породами, но этот процесс не влияет на эпюры полных перемещений.

*В-третьих*, в породах кровли четко прослеживается прогиб породных слоев, величина которого достигает максимума в замке свода и составляет 181 мм. Вектор полных перемещений в породах кровли практически перпендикулярен плоскости напластования.

*В-четвертых*, в боках выработки вектор перемещений изменяет направление от вертикального до наклонного под углом 30-45° к плоскости напластования в районе опоры стойки. Происходит интенсивное сжатие угольного

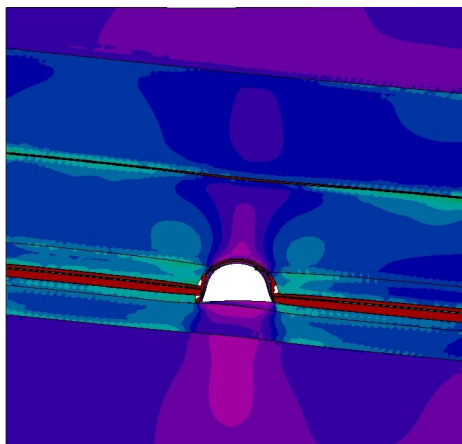


Рис. 13.1. Эпюра полных перемещений массива в окрестности штрека по варианту 2

пласта (до 195 мм) по причине его малого модуля деформации и высокого опорного давления. Максимальное сжатие угольного пласта происходит на контуре выработки и с удалением от него уменьшаются деформации пласта вплоть до упругих значений (перемещения 4-6 мм). Таким образом, ярко проявляется эффект отжима угля (еще до начала ведения очистных работ), который распространяется по напластованию на ширину до 3,0-3,3 м.

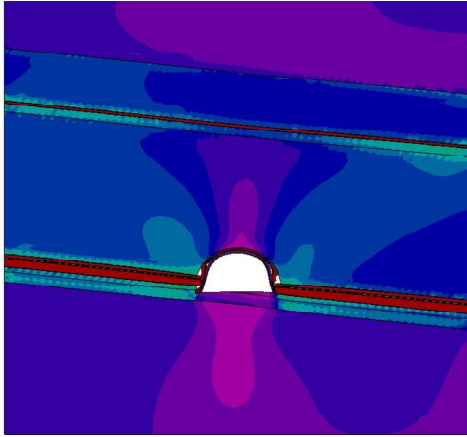


Рис. 13.2. Эпюра полных перемещений массива в окрестности штрека по варианту 2

В-пятых, достаточно активно развивается процесс пучения почвы выработки: вектор полных перемещений меняет направление от параллельного плоскостям напластования под опорами стойки до практически перпендикулярного посредине почвы выработки. На эпюрах полных перемещений четко прослеживается прогиб породных слоев основной и непосредственной почвы в полость выработки: максимум смещен относительно вертикальной оси выработки на 0,4-0,7 м

в сторону падения пласта и составляет 127 мм во второй модели и 136 мм в первой модели. Такая величина пучения почвы выемочного штрека оценивается специалистами как вполне допустимая по факторам надежности работы транспорта, прохода людей, проветривая и другим.

### 13.3. ОБЛАСТИ КРИТИЧЕСКИХ НАПРЯЖЕНИЙ В РАМНОЙ КРЕПИ

НДС рамной крепи описано ранее достаточно подробно, а в данном подразделе обобщено месторасположение и состояние критических областей по факторам уровня приведенных напряжений и перемещений.

В замке свода рамы приведенные напряжения  $\sigma$  составляют 73-77% от предела текучести стали Ст.5, а вертикальные перемещения (181 мм) меньше вертикальной конструктивной податливости (300 мм) трехзвенной крепи КМП-А3. То есть, состояние рамы в этой области не достигло предельного, однако, с учетом развития проявлений горного давления во времени следует повышать несущую способность рамной крепи. Поскольку перемещения замка свода происходят внутрь выработки, то их ограничение (в случае необходимости) целесообразно осуществить с помощью опорно-анкерной крепи, а в зоне влияния очистных работ дополнительно возводить крепь усиления.

В районе замков рамной крепи приведенные напряжения со стороны падения приближаются к максимальным и в первой модели составляют уже 95% от допустимых. Деформация рамы в этих областях происходит в сторону породного массива и ее ограничения возможно добиться тщательной забутовкой закрепного пространства и расклиниваем рамы в период ее установки. В данной области также следует обратить внимание на горизонтальные перемещения рамы (103-111 мм), которые уже исчерпали ее конструктивную боковую податливость. Таким образом, можно утверждать, что область замка рамной крепи со стороны падения является наиболее опасной с точки зрения потери устойчивости.

В прямолинейной части стоек рамы уровень приведенных напряжений изменяется в широком диапазоне – от 60-65% до 88% (вторая модель) от допустимого значения. Деформация стоек происходит в полость выработки и наиболее интенсивный их изгиб приходится на контакт с угольным пластом (который подвергается разрушению). Ограничить этот процесс во времени целесообразно с помощью анкеров (связанных со стойками рамы), которые целесообразно устанавливать в более крепком первом породном слое непосредственной почвы.

## ВЫВОДЫ

1. Высота зоны вывалообразования в кровле изменяется от 1,4-1,5 м в начале выемочных участков и до 1,0-1,1 м посередине таковых. Ширина зоны вывалообразования уменьшается от 3,6-3,8 м (вариант 1) до 3,2-3,4 м (вариант 2). Уменьшение размеров зоны вывалообразования обусловлено увеличением мощности первого породного слоя непосредственной кровли. Высота зоны вывалообразования позволяет (в случае необходимости) ее «подхватить» анкерами с расположением их заглубленных концов в ненарушенных породах.

2. Глубина зоны нарушенных пород в почве выработки распространяется до 4,3 м в первом варианте и до 3,5 м во втором. Такая глубина нарушений позволяет осуществлять эффективное анкерование пород почвы только по бокам выработки у стоек рамной крепи. В центральной части ширины выработки анкерное упрочнение почвы сталеполимерными анкерами малоэффективно из-за разупрочнения пород почвы. Поэтому, в случае необходимости ограничения пучения почвы, следует применять иные способы нейтрализации данного явления, например, различные варианты упрочнения пород, разгрузки и т.д.

3. В боках выработки установлены обширные зоны нарушенных пород: по мощности первого породного слоя непосредственной кровли – до 3,4-3,7 м; по мощности угольного пласта – до 12,0-12,7 м, которые способствуют формированию повышенной боковой нагрузки на рамную крепь. Усиление стоек рамы (противодействие боковой нагрузке) целесообразно производить ан-

керами на высоте 0,4-0,6 м от почвы выработки, где располагается первый породный слой непосредственной почвы с ограниченной шириной нарушенных пород до 0,6-0,8 м.

4. Анализ эпюр полных перемещений в приконтурных породах показывает: перемещения в замке свода (до 181 мм) находятся в пределах конструктивной вертикальной податливости трехзвенной арочной крепи; поднятие почвы до 136 мм является допустимым по основным эксплуатационным факторам; в боках выработки выявлена обширная (до 3,0-3,3 м) зона отжима угольного пласта, которая с учетом реологии массива и последующего ведения очистных работ будет развиваться, провоцируя интенсивный рост перемещений, как в боках, так и кровле, почве выемочного штрека. Поэтому при подходе очистных работ крепление выработки должно усиливаться, например, возведением комбинированной крепи в составе рамно-анкерной, опорно-анкерной и крепи усиления, а позади лавы – сооружением рационального варианта охранной конструкции на основе комбинации с литой полосой из твердеющих материалов.

## 14. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ СТЕПЕНИ ТРЕЩИНОВАТОСТИ НА НДС ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД НЕЗАКРЕПЛЕННОЙ ВЫРАБОТКИ

### 14.1. ПОСТРОЕНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

Для наиболее достоверного моделирования реальных горно-геологических условий эксплуатации пластовой выработки необходимо отразить все основные элементы породного массива в пределах установленных размеров модели: угольный пласт  $K_5^1$ , породы непосредственной кровли, угольный пласт-спутник  $K_5^2$ , породы основной кровли, породы непосредственной и основной почвы, а также естественную трещиноватость пород непосредственной кровли.

Угольный пласт  $K_5^1$  моделируется реального двухпачечного строения с усредненными мощностями: верхняя угольная пачка – 0,38 м; породный прослойк из песчано-глинистого сланца – 0,12 м; нижняя угольная пачка – 0,80 м. Механические характеристики пласта  $K_5^1$  заложены в расчетную схему исходя из данных геологической службы шахты: предел прочности угля на сжатие  $\sigma_{сж}^y = 12$  МПа; модуль деформации угля  $E^y = 0,35 \cdot 10^4$  МПа; предел прочности на сжатие породного прослойка  $\sigma_{сж}^{np} = 60,5$  МПа; модуль деформации породного прослойка  $E^{np} = 2,68 \cdot 10^4$  МПа. Механические характеристики пласта  $K_5^2$ , разделяющего породы кровли на основную и непосредственную, приняты аналогичными.

Непосредственная кровля характеризуется следующим строением. Первый породный слой представлен песчано-глинистым сланцем мощностью  $m_1^K = 5,5$  м с механическими характеристиками:  $\sigma_{сж1}^K = 40...50$  МПа,  $E_1^K = 2,68 \cdot 10^4$  МПа. Второй породный слой представлен песчано-глинистым сланцем мощностью  $m_2^K = 6,0$  м с механическими характеристиками:  $\sigma_{сж2}^K = 70$  МПа,  $E_2^K = 2,68 \cdot 10^4$  МПа. Слоистость непосредственной кровли характеризуется как тонкослоистая структура с ослабленными прочностными свойствами по поверхностям породных прослоек. Под воздействием проявлений горного давления вокруг штрека в первую очередь разрушаются

ослабленные поверхности контакта породных прослоек, и породные слои в целом разделяются на систему породных пачек («плиток»). Об этом свидетельствуют визуальные наблюдения строения груди забоя, который разбит трещинами на породные пачки мощностью 0,1-0,5 м, что отражено в геометрической модели.

Угольный пласт-спутник  $K_5^2$  разделяет породы кровли на основную и непосредственную и имеет усредненную мощность  $m_3^K = 0,3$  м.

Основная кровля в пределах высоты состоит из двух породных слоев. Первый слой основной кровли представлен песчаным и песчано-глинистым сланцами мощностью  $m_4^K = 3,5$  м с одинаковыми механическими свойствами:  $\sigma_{сж4}^K = 40...60$  МПа,  $E_4^K = 2,68 \cdot 10^4$  МПа. Второй породный слой основной кровли представлен песчаником мощностью  $m_5^K = 8$  м (ограничение по высоте модели) с механическими характеристиками:  $\sigma_{сж5}^K = 80...90$  МПа,  $E_5^K = 5,31 \cdot 10^4$  МПа.

Непосредственная почва состоит из двух породных слоев песчаного сланца мощностью  $m_1^II = 0,35$  м и  $m_2^II = 1,2$  м со следующими механическими свойствами:  $\sigma_{сж1}^II = 40...50$  МПа,  $E_1^II = 2,68 \cdot 10^4$  МПа;  $\sigma_{сж2}^II = 60...70$  МПа,  $E_2^II = 2,68 \cdot 10^4$  МПа.

Основная почва представлена песчаниками мощностью  $m_3^II > 12$  м с механическими характеристиками:  $\sigma_{сж3}^II = 90...110$  МПа,  $E_3^II = 5,31 \cdot 10^4$  МПа.

Структура углевмещающей толщи и механические характеристики породных слоев приняты в соответствии с данными геологической службы шахты.

## **14.2. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ПОРОД КРОВЛИ НЕЗАКРЕПЛЕННОЙ ВЫРАБОТКИ**

Исследовано влияние расстояния между трещинами  $l_T$  на изменение НДС породного обнажения, для чего рассчитаны варианты модели в диапазоне трещиноватости  $0,1 \text{ м} \leq l_T \leq 0,5 \text{ м}$ .

В кровле выработки образуется зона разгрузки, которая охватывает не только непосредственную кровлю, но и первый породный слой основной кровли, то есть распространяется на высоту до 11 м. Это объясняется интенсивной трещиноватостью пород непосредственной кровли, когда разбитый

системой трещин массив приобретает свойства квазисыпучей среды. Наиболее наглядно зона разгрузки в кровле проявляется на эпюрах вертикальных напряжений  $\sigma_y$  для незакрепленной (рис. 14.1) выработки при расстоянии между трещинами  $l_T = 0,5$  м.

В зоне разгрузки образуется свод естественного равновесия, форма которого согласуется с теорией сводообразования проф. М.М. Протодьяконова. Породы внутри свода склонны к вываллообразованию, так как здесь действуют растягивающие напряжения  $\sigma_y$ , а разбитая трещинами порода не способна сопротивляться растягивающим нагрузкам. Ширина свода естественного равновесия достаточно стабильна и составляет порядка 75% ширины выработки в проходке. Высота свода зависит от интенсивности трещиноватости непосредственной кровли. Так при  $l_T = 0,5$  м высота свода достаточно постоянна ( $h = 1,2...1,5$  м).

С уменьшением среднего расстояния между трещинами  $l_T$  до 0,3 м наблюдаются следующие тенденции (рис. 14.2).

Во-первых, свод естественного равновесия вытягивается по нормали к плоскости напластования, вовлекая все больший объем трещиноватых пород непосредственной кровли. Высота возможного вывала достигает  $h = 1,8...2$  м при незакрепленной выработке. Также растут размеры зоны разгрузки в кровле, где действуют весьма пониженные вертикальные сжимающие напряжения  $\sigma_y$ . В этом плане показательной является степень снижения сжимающих напряжений  $\sigma_y$  в кровле в 10 раз по сравнению с исходным состоянием ( $\sigma_y = \gamma H$ ).

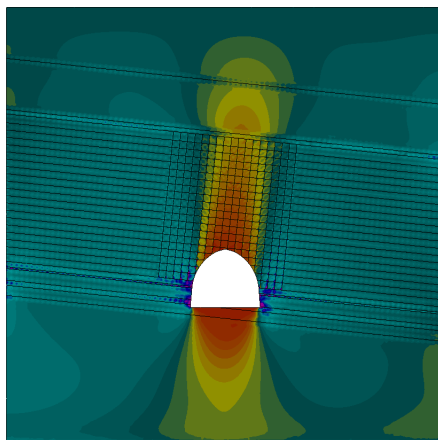


Рис. 14.1. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  вокруг незакрепленной выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,5$  м

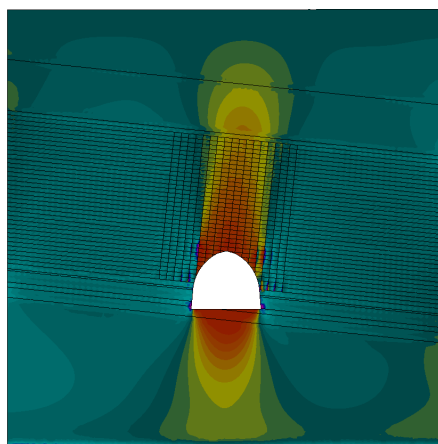


Рис. 14.2. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  вокруг незакрепленной выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,3$  м



Если при  $l_T = 0,5$  м высота указанной зоны разгрузки составляет 60-70% мощности непосредственной кровли, то при  $l_T = 0,3$  м зона разгрузки с  $\sigma_y = 0,1\gamma H$  охватывает уже всю мощность непосредственной кровли.

Во-вторых, отмеченная тенденция увеличения высоты зоны разгрузки пород кровли, с уменьшением расстояния между трещинами, объективно приведет к росту нагрузки на крепь при ее установке. Это обусловлено следующими причинами. Область пород внутри свода естественного равновесия с нулевыми или растягивающими напряжениями  $\sigma_y$  ( $\sigma_y \geq 0$ ) благодаря трещинам сразу теряет устойчивость, и прогнозируемая вертикальная нагрузка на верхняя крепи составит

$$P_y = \gamma h = 30...50 \text{ кПа},$$

что при ширине выработки в проходке  $B = 5,2$  м сформирует нагрузку на 1 погонный метр выработки порядка 150-260 кН. Такая величина вертикальной нагрузки находится в пределах несущей способности крепи КМП-А3 из спецпрофиля СВП-27 и устойчивость выработки, на первый взгляд, будет обеспечена. Однако следует учитывать реологические факторы, когда во времени растут и раскрываются трещины в приконтурных породах, происходит релаксация напряжений в массиве и объем пород, подверженных обрушению, может существенно увеличиться, что способствует росту нагрузки на свод крепи. Не исключен вариант, когда породы непосредственной кровли по всей своей мощности перейдут в неустойчивое состояние. Тогда вертикальная нагрузка на крепь возрастет до 1000 кН на один погонный метр выработки, которую не способна выдержать рамная крепь даже из спецпрофиля СВП-33 при шаге установки 0,5 м.

В-третьих, с ростом интенсивности трещиноватости увеличиваются размеры разгруженной зоны в породах основной кровли, особенно в ее первом слое. Так при  $l_T = 0,3$  м в первом породном слое основной кровли образуется зона разгрузки (где  $\sigma_y = 0,1\gamma H$ ) высотой до 0,9 м. По вышеотмеченным реологическим факторам эта область пород может потерять устойчивость и принять участие в формировании нагрузки на крепь. Здесь также следует отметить процесс развития во времени проседания непосредственной кровли, в результате чего снижается реакция ее подпора основной кровли, что снижает устойчивость последней.

В-четвертых, с ростом интенсивности трещиноватости пород непосредственной кровли, ее свойства все более приближаются к свойствам сыпучей среды, для которой по теории сводообразования проф. М.М. Протоdjаконова высота свода обрушения равна

$$h = \frac{B}{2tg\varphi_{1,2}^K}, \quad (14.1)$$

где  $B$  – ширина выработки в проходке;

$\varphi_{1,2}^K$  – угол внутреннего трения породных слоев непосредственной кровли.

Согласно проведенным исследованиям ширина свода составляет 75% от ширины выработки в проходке. Тогда высота свода обрушения составит

$$h = \frac{3B}{8 \operatorname{tg} \varphi_{1,2}^K}. \quad (14.2)$$

Согласно данным геологической службы шахты угол внутреннего трения  $\varphi_{1,2}^K$  породных слоев непосредственной кровли одинаков и составляет  $\varphi_{1,2}^K = 35^\circ$ . Тогда высота свода обрушения уже в проходческом забое (без влияния реологических факторов) может достигать 2,8 м согласно формуле (14.2). Это значение высоты свода обрушения соответствует свойствам идеально сыпучей среды. В реальности породные «плитки» имеют конечные размеры, при деформировании в полость выработки происходит их расслаивание и образование многошарнирного породного свода, высота которого будет несколько меньше, чем расчеты по формуле (14.2). Тем не менее, вывалы в кровле непосредственно в проходческом забое создают существенные трудности, как в технологическом цикле проведения выработки, так и при ее дальнейшей эксплуатации в плане устойчивости крепи.

### 14.3. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ПОРОДНЫХ БОКОВ НЕЗАКРЕПЛЕННОЙ ВЫРАБОТКИ

Общеизвестно, что в боках любой выработки образуется концентрация сжимающих напряжений (преимущественно вертикальных  $\sigma_y$ ), которая зачастую приводит к разрушению приконтурных пород и образованию высокой боковой нагрузки на крепь еще задолго до влияния очистных работ. Большинство широко применяемых конструкций рамных крепей имеют пониженное сопротивление боковым нагрузкам, поэтому анализ НДС породных боков выработки крайне важен при оценке ее устойчивости.

В геомеханических исследованиях общепринято оценивать степень действия компонент сжимающих напряжений по интегральному показателю, называемому интенсивностью напряжений или приведенным напряжениям  $\sigma$  по теории прочности Кулона-Мора.

На рис. 14.3 приведена эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в окрестности пластовой выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,5$  м в породных слоях непосредственной кровли. На эпюре  $\sigma$  четко проявляется, как область разгруженных пород в кровле выработки переходит в область

повышенных сжимающих напряжений в ее боках, формируя подобие зоны опорного давления.

Размеры области опорного давления по восстанию пласта в общем случае несколько больше, чем по его падению. Следует отметить, что бока выработки сложены весьма неоднородным массивом, включающим: трещиноватые породы первого слоя непосредственной кровли; верхнюю пачку угольного пласта  $K_5^1$ ; породный прослойк, нижнюю пачку угольного пласта; первый породный слой непосредственной почвы. Поэтому горное давление в опорной зоне крайне неравномерно из-за большой разницы в механических свойствах смежных слоев.

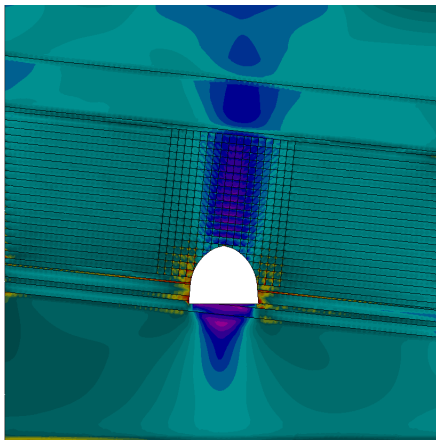


Рис. 14.3. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в окрестности незакрепленной пластовой выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,5$  м

В трещиноватых породах первого слоя непосредственной кровли приведенные напряжения  $\sigma$ , как правило, не превосходят предела прочности  $\sigma_{сж1}^K$  на сжатие. Но имеются достаточно локальные области, где имеет место предельное состояние породы ( $\sigma \geq \sigma_{сж1}^K$ ). Эти области располагаются на поверхностях породных «плиток», образованных двумя системами трещин. Локальные концентрации напряжений способствуют разрушению поверхностей породных плиток, в результате чего снижается степень их совместного деформирования, и увеличиваются квазисыпучие свойства первого породного слоя непосредственной кровли. Ширина такой области достигает 2,3 м со стороны восстания

пласта и 1,5 м со стороны падения.

Верхняя пачка угольного пласта  $K_5^1$  подвержена воздействию разрушающих напряжений  $\sigma \geq \sigma_{сж}^y = 12$  МПа на ширину до 4 м со стороны восстания пласта и до 3 м со стороны его падения, то есть наблюдается эффект наподобие отжима пласта в очистном забое. Причем разрушение по всей мощности верхней угольной пачки наблюдается по ширине до 1,5 м со стороны восстания пласта и до 1,2 м со стороны падения. Далее по глубине пласта наблюдаются локальные очаги разрушения.

В породном прослойке угольного пласта из песчано-глинистого сланца образуется концентрация приведенных напряжений  $\sigma$ , обусловленная по-

вышенной жесткостью сланца в сравнении с углем. Здесь также имеются две области разрушения: «сплошное» (по всей мощности породного прослойка) достаточно ограничено и составляет до 0,5 м со стороны восстания и до 0,2 м со стороны падения пласта; локальное разрушение распространяется в породном прослойке до 3 м с каждой стороны выработки. Такое широкое распространение локальных очагов разрушения достаточно крепкого породного прослойка ( $\sigma_{сж}^{np} = 60,5$  МПа) обусловлено повышенными напряжениями изгиба из-за его малой мощности и неоднородной по свойствам близлежащей углевмещающей толщи.

Нижняя пачка угольного пласта характеризуется незначительными локальными разрушениями, а разупрочнение по всей мощности угольного прослойка распространяется на ширину до 1,5 м со стороны восстания пласта и до 1,2 м со стороны его падения.

В первом породном слое непосредственной почвы в боках выработки сколь-нибудь существенных разрушений не наблюдается из-за достаточно высокого сопротивления сжатию  $\sigma_{сж1}^{\Pi} = 60...70$  МПа.

Увеличение интенсивности трещиноватости ( $l_T = 0,3$  м) в породных слоях непосредственной кровли существенно изменяет эпюру приведенных напряжений  $\sigma$  (рис. 14.4).

*Во-первых*, в боках выработки, не только по ее высоте, но и по всей мощности непосредственной кровли наблюдаются очаги разрушающих концентраций напряжений  $\sigma$  по берегам трещин (как в плоскости, так и по нормали к поверхности пласта). Разупрочнение пород непосредственной кровли наиболее интенсивно происходит по ширине до 2,5 м со стороны восстания пласта и до 2 м со стороны его падения. В этой области свойства породы изменяются в направлении квазисыпучей среды. Но, некоторые весьма ограниченные по размерам очаги предельного (или близкого к нему) состояния распространяются по берегам трещин на ширину до 12 м со стороны восстания пласта и до 5 м со стороны его падения.

*Во-вторых*, в верхней пачке угольного пласта также наблюдаются две формы разрушения («сплошное» по мощности и локальное), но более ин-

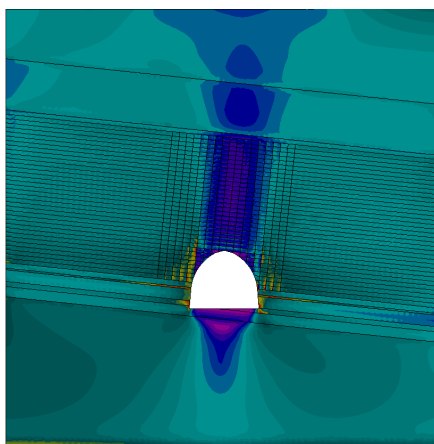


Рис. 14.4. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в окрестности незакрепленной пластовой выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,3$  м

тенсивное, чем при  $l_T = 0,5$  м. «Сплошное» по мощности разрушение верхней угольной пачки распространяется на ширину до 3 м со стороны восстания пласта и до 2,5 м со стороны падения. Локальные очаги разрушения в верхней угольной пачке распространяются до 15 м со стороны восстания и до 10 м со стороны падения пласта. Таким образом, рост интенсивности трещиноватости пород непосредственной кровли способствует разупрочнению верхней угольной пачки пласта на значительном удалении от выемочного штрека еще до начала ведения очистных работ.

*В-третьих*, более интенсивно разупрочняется породный прослойка угольного пласта, испытывающий многочисленные изгибы по падению (восстанию) из-за неравномерной эпюры опорного давления в окрестности выработки. «Сплошное» по мощности прослойка разрушение наблюдается до 2 м со стороны восстания пласта и до 1,5 м со стороны его падения. Локальные очаги разрушения возникают по восстанию пласта на расстоянии до 5 м и по падению – до 4 м от выемочного штрека.

*В-четвертых*, в нижней угольной пачке пласта следует отметить некоторую особенность распределения приведенных напряжений  $\sigma$ . С одной стороны, как и при  $l_T = 0,5$  м, но с увеличенными размерами, наблюдаются области «сплошного» разрушения нижней угольной пачки по восстанию до 2 м, по падению – до 1,7 м. С другой стороны, отсутствуют локальные очаги разрушения нижней пачки пласта. Взамен появляется достаточно обширное по размерам (до 5-6 м) разупрочнение верхних и нижних поверхностей пачки, примыкающих к соответствующим плоскостям напластования, а центральная (по мощности) часть угольной пачки остается целостной. Это явление может быть объяснено напряжениями изгиба нижней угольной пачки, наиболее интенсивно развивающимся вблизи выемочного штрека.

*В-пятых*, в первом породном слое непосредственной почвы разупрочнение наблюдается только вблизи штрека на ширину 0,4 м со стороны восстания пласта и 0,7 м со стороны его падения.

Таким образом, уменьшение среднего расстояния между трещинами до 0,3 м в породных слоях непосредственной кровли способствует развитию области нарушенных пород в боках штрека во всех примыкающих элементах углевмещающей толщи. Обширные области разупрочнения (за исключением первого породного слоя непосредственной почвы) приближают свойства пород к сыпучей среде, в которой под воздействием опорного давления развивается высокое боковое давление на стойки рамной крепи. Например, для сыпучей среды по теории проф. П.М. Цимбаревича боковое давление на крепь  $P_\sigma$  составляет

$$P_\sigma = P_y \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}, \quad (14.3)$$

где  $P_y$  – вертикальное давление на крепь;

$\varphi$  – угол внутреннего трения примыкающего к участку рамы породного слоя или угольного пласта.

При ранее указанных значениях  $P_y = 30...50$  кПа и усредненном угле внутреннего трения  $\varphi = 35^\circ$  боковое давление на крепь составит  $P_G = 8...14$  кПа. При высоте выработки в проходке  $A = 3,66$  м боковая нагрузка на крепь на один погонный метр выработки составит 30–50 кН. Такую величину боковой нагрузки способна выдержать рамная крепь из спецпрофиля СВГ-27, 33 при шаге ее установки 0,5–0,7 м. Но, если высота свода обрушения будет развиваться на всю мощность пород непосредственной кровли, то боковая нагрузка на один погонный метр выработки увеличивается до 190 кН и эта нагрузка уже будет разрушающей.

Таким образом, необходимо предусматривать мероприятия по ограничению высоты вывалообразования в породах непосредственной кровли выемочного штрека.

#### 14.4. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ПОРОД ПОЧВЫ НЕЗАКРЕПЛЕННОЙ ВЫРАБОТКИ

Состояние пород почвы пластовой выработки наиболее наглядно описывают эпюры вертикальных  $\sigma_y$  и горизонтальных  $\sigma_x$  напряжений, на которых четко прослеживаются области их растягивающих действий. Сжимающие напряжения в почве относительно невелики в сравнении с ее прочностными характеристиками (о чем свидетельствует зона разгрузки по приведенным напряжениям  $\sigma$ ), поэтому разрушения пород почвы от действия сжимающих напряжений не происходит. Нарушение целостности пород почвы происходит от действия растягивающих компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ .

На рис. 14.1 наглядно проявляется сводообразная (только свод обратный) форма зоны действия растя-

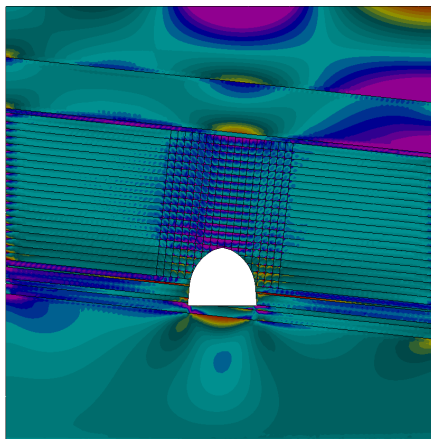


Рис. 14.5. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в окрестности незакрепленной пластовой выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,5$  м

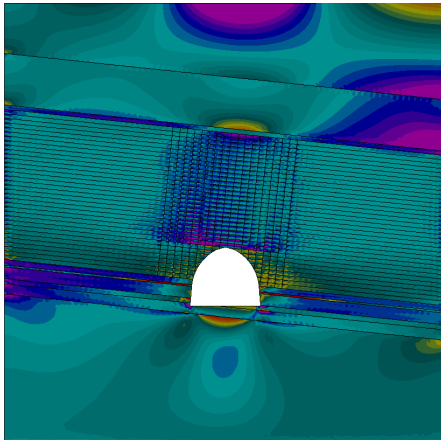


Рис. 14.6. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в окрестности незакрепленной пластовой выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,3$  м

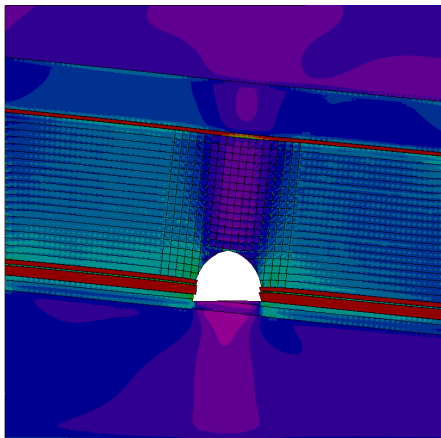


Рис. 14.7. Эпюра полных перемещений в окрестности незакрепленной пластовой выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,5$  м

гивающих напряжений  $\sigma_y$ , максимальная глубина которой достигает 2,1 м при  $l_T = 0,5$  м. Уменьшение расстояния между трещинами в породных слоях непосредственной кровли до 0,3 м (см. рис. 14.2) приводит к незначительному росту глубины нарушенных пород в почве до 2,3 м от действия растягивающих вертикальных напряжений  $\sigma_y$ .

Сравнивая эпюры распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в почве незакрепленной выработки при разной степени трещиноватости породных слоев непосредственной кровли:  $l_T = 0,5$  м – рис. 14.5 и  $l_T = 0,3$  м – рис. 14.6, можно отметить следующее.

*Во-первых*, породные слои непосредственной почвы находятся преимущественно под воздействием сжимающих напряжений  $\sigma_x$  относительно небольшой величины до 15 МПа. В то же время сопротивление сжатию этих слоев гораздо выше  $\sigma_{сж1,2}^{\Pi} = 60...70$  МПа, что не приводит к разрушению под воздействием сжимающих напряжений  $\sigma_x$ . Однако в области расположения породных слоев непосредственной почвы действуют растягивающие вертикальные напряжения  $\sigma_y$ , которые и разупрочняют непосредственную почву.

*Во-вторых*, в породном слое основной почвы из-за его большой жесткости возникают существенные растягивающие напряжения  $\sigma_x \geq 5$  МПа глубиной до 1,6 м, появляющиеся при деформировании основной почвы в

полость выработки. Эти растягивающие напряжения  $\sigma_x$  усиливают разрушение пород почвы от действия вертикальной компоненты  $\sigma_y$ .

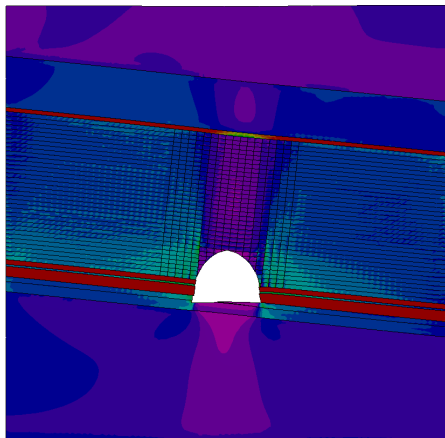


Рис. 14.8. Эпюра полных перемещений в окрестности незакрепленной пластовой выработки при среднем расстоянии между трещинами  $l_T = 0,3$  м

*В-третьих*, степень трещиноватости породных слоев непосредственной кровли практически не оказывает влияния на глубину нарушенных пород почвы от действия растягивающих напряжений  $\sigma_x$ .

Разупрочненные породы почвы провоцируют явление, называемое пучением почвы, которое при его развитии может затруднить эксплуатацию выработки. Поэтому была проанализирована величина перемещения пород почвы в полость выработки, для чего построены соответствующие эпюры полных перемещений (рис. 14.7 и рис. 14.8).

По результатам анализа эпюр перемещений почвы незакрепленной пластовой выработки можно сделать два вывода:

– *во-первых*, максимальная величина пучения почвы не превышает 90-100 мм, что по известным исследованиям специалистов не вызывает каких-либо затруднений при эксплуатации выработки;

– *во-вторых*, степень трещиноватости пород непосредственной кровли не оказывает существенного влияния на величину пучения почвы выработки.



## 15. НАПРАВЛЕНИЯ СНИЖЕНИЯ ВЫВАЛО-ОБРАЗОВАНИЯ В ПРОХОДЧЕСКИХ ЗАБОЯХ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК

### 15.1. МЕРОПРИЯТИЯ ПО ПРЕДОТВРАЩЕНИЮ ВЫВАЛООБРАЗОВАНИЙ ВЫРАБОТКИ

На первом этапе работ по предотвращению вывалообразования при проведении выемочных штреков по сильнотрещиноватым породам, например, на шахтах «Красный Партизан» и «Должанская-Капитальная» представляется целесообразным применить следующие конструктивно-технологические решения.

1. Поскольку начало обрушения разупрочненных пород кровли штрека (вывалообразование) происходит непосредственно в призабойном пространстве и продолжается до момента укладки в закрепном пространстве клетей, и

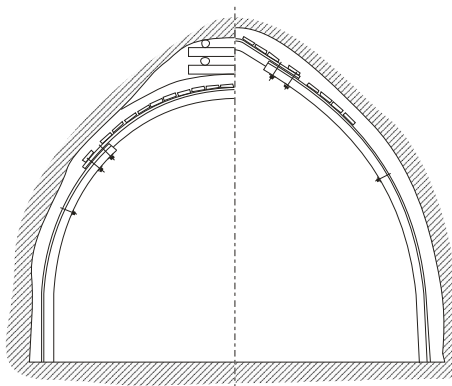


Рис. 15.1. Фактическое поперечное сечение выемочной выработки с крепью КМП-А3 (по паспорту) и возведением в вывалах кровли костров (слева) и предлагаемое сечение выработки с крепью КВТ-2 (справа), вписывающейся в фактический породный контур призабойной ее части

когда породный контур поперечного сечения вчерне вблизи забоя формируется из проектного сечения вчерне собственно выработки плюс площади поперечного сечения вывала, приближаясь к форме эллипса, как наиболее устойчивой форме контура породного обнажения, то наиболее технологичным и экономически оправданным выходом из данной горнотехнической ситуации (устранение в проходческом цикле вывалообразования) будет изменение формы рамной крепи путем замены циркульной формы свода (рис. 15.1, слева) рамы (КМП-А3) на форму «свода максимально приближенного к эллипсу» (крепь КМП тип АЗР2) или на остроконечную форму крепи выпуклой треугольной КВТ-2 (рис. 15.1, справа) с большим отношением ее

высоты к ширине (завод-изготовитель Западно-Донбасского Центра «Геомеханика»). Эти крепи максимально возможно повторяют форму породного контура выработки в проходке (рис. 15.2) с учетом происходящего вблизи забоя вывалообразования разрушенных пород кровли, что обеспечивает высокий эффект арочности и формирования консолидирующей грузонесущей породной оболочки вблизи и вокруг контура проводимой выработки, происходит са-

мозаклинивание разупрочненных пород по контуру породного обнажения и тем самым совместно с работой крепи предотвращается вывалообразование. В таких условиях взаимодействия оболочки породного контура с рамной крепью устойчивость выработки повышается за счет вовлечения приконтурных пород в работу по противодействию проявлениям горного давления, а также повышается грузонесущая способность рамной крепи. При этом материалоемкость крепи снижается. Основные размеры крепей приведены на рис. 15.3.

2. Шахтными наблюдениями и исследованиями на моделях установлено, что в горно-геологических условиях проведения выемочных штреков на глубине 1300 м, например, шахты «Красный Партизан» трещиноватые породы в кровле призабойного пространства выработок находятся в разупрочненном состоянии и подвержены «руинному» разрушению, что снижает эффективность их упрочнения железобетонными и сталеполимерными анкерами вследствие нарушения сцепления анкера со стенками шпура при существенном перемещении породного контура выработки. Поэтому предлагается провести упрочнение трещиноватых пород кровли трубчатыми анкерами ТА1 и ТА2, взаимодействующими в податливом режиме (до 1000 мм и более) со стенками шпура посредством касательных напряжений трения, величина которых определяется приложением нормальных напряжений к поверхности шпура со стороны анкера при взрывной развальцовке в шпуре трубной заготовки.

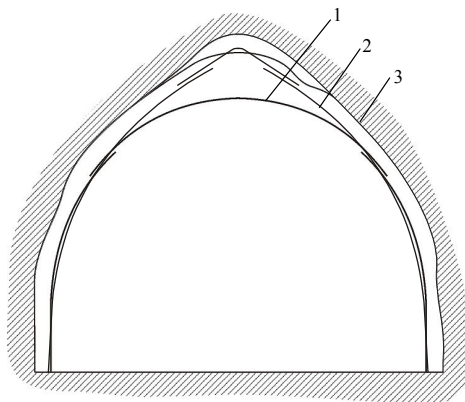


Рис. 15.2. Контуры рамных крепей (1-КМП-А3; 2 – КВТ-2) и фактический породный контур (3) сооружаемой в трещиноватых породах выемочной выработки

## 15.2. АНАЛИЗ СХЕМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОРОДНОГО МАССИВА С АНКЕРНОЙ КРЕПЬЮ

Естественное многообразие горно-геологических и горнотехнических условий разработки месторождений полезных ископаемых подземным способом породило многообразие форм проявлений горного давления, а следовательно, и ряд теорий по аналитическому описанию этих процессов и характера взаимодействия крепи подземных выработок с приконтурными породами вмещающего массива.

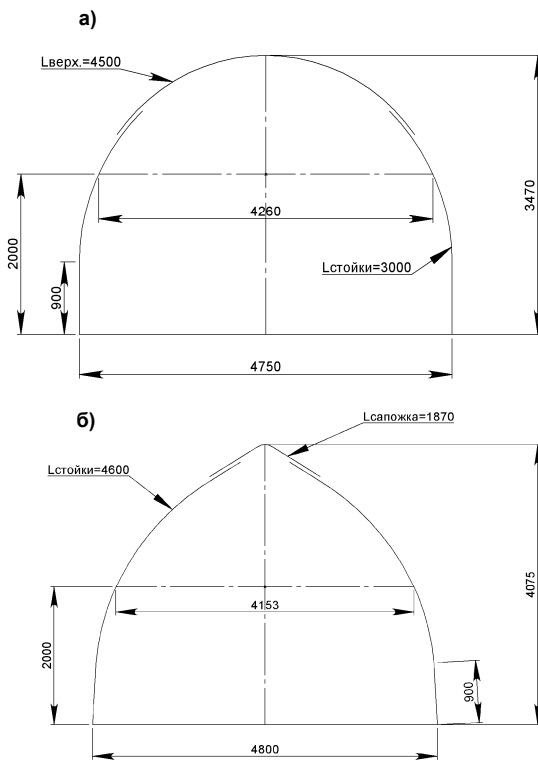
При анализе теорий упрочняющего действия породного массива анкер-

ной крепью необходимо выделить их существенные стороны с целью создания расчетных схем для определения параметров новых конструкций анкерной крепи.

Все существующие гипотезы о работе упрочненной анкерами кровли выработок можно разделить на две группы. К первой группе относятся гипотезы, согласно которым породы непосредственной кровли «подвешиваются» анкерами к устойчивым вышележащим породам [24, 58-61]. Для предотвращения обрушения неустойчивых пород кровля выработки подхватывается анкерами такой длины, чтобы их замки находились за пределами зоны возможного обрушения. Плотность установки анкеров определяется из условия превышения суммарной несущей способности анкеров над весом поддерживаемых пород.

Таким образом, анкерам отводятся роль подвесок, основное назначение которых состоит в восприятии растягивающих усилий. При этом не принимается во внимание упрочняющее действие анкеров на породный массив, то есть не оценивается несущая способность железопородной конструкции в целом.

Согласно гипотезам второй группы работа анкерной крепи сводится к упрочнению породного массива путем формирования различного рода грузонесущих железопородных конструкций [46, 58-68]. Параметры анкерной крепи определяются в зависимости от вида грузонесущей системы, который в свою очередь, принимается в соответствии с типом кровли.



**Рис. 15.3. Основные размеры крепей из спецпрофиля СВП127 до осадки: а) крепь КМП-А3 сечением 13,8 м<sup>2</sup>; б) крепь КВТ-2 сечением 14,5 м<sup>2</sup>**

В трещиноватых породах наблюдается образование в кровле трещинами наибольшего ослабления породных блоков, по мере перемещения которых трещины раскрываются в углах, в средней части выработки и блоки расклини-

ваются. В трещиноватых породах наблюдается образование в кровле трещинами наибольшего ослабления породных блоков, по мере перемещения которых трещины раскрываются в углах, в средней части выработки и блоки расклини-

ваются. По этой причине для указанного выше типа пород кровли выработки за расчетную схему принимается трехшарнирная арка или балка. Длина анкеров, а в ряде случаев и расстояние между ними, определяется из расчета формирования железопородной балки (арки) такой толщины, чтобы последняя выдерживала вес вышележащей зоны неустойчивых пород и свой собственный вес. Как правило, расстояние между анкерами находится согласно условия устойчивости пород между ними (работа породного массива между анкерами тоже уподобляется работе трехшарнирной балки) или из условия сопротивления сдвигу образованной грузонесущей конструкции по наклонным и горизонтальным плоскостям.

При тонкослоистых нетрещиноватых породах кровли с ослабленными связями между слоями анкерная крепь образует несущую конструкцию, аналогичную составной балке. Для такой расчетной схемы длина анкеров, равная мощности создаваемой балки, определяется из условия равенства максимальных растягивающих напряжений в железопородной балке пределу прочности пород на растяжение. Расстояние между анкерами находится с учетом двух условий: восприятия сдвигающих усилий по поверхностям расслоений и обеспечения прочности нижнего слоя породной балки между анкерами.

Положительным в этих методах является дифференциальный подход к расчету анкерной крепи в зависимости от типа кровли, стремление увязать параметры анкера с физико-механическими константами горных пород, учет упрочнения заанкерowanego массива. Несмотря на то, что расчетные схемы нагрузок, форма и размеры грузонесущей железопородной конструкции, степень защемления ее концов принимается на основе лабораторных исследований или чисто интуитивно, рассматриваемая группа гипотез позволяет объяснить эффект упрочнения породного массива при больших размерах зоны неустойчивых пород.

В этой группе гипотез, как и при схеме «подвешивания», основное назначение анкера состоит в восприятии растягивающих нагрузок; в этом заключается сходство двух групп гипотез. Однако, согласно второй группе гипотез анкерная крепь – это не просто подвеска неустойчивых пород, а комплект элементов, формирующих железопородную грузонесущую конструкцию. При этом используется свойство породы хорошо сопротивляться сжатию, а анкера – растяжению. Определяющим принципом такой работы анкера является принцип совместного его деформирования с породным массивом, который заключается во взаимосвязи и взаимном влиянии элементов системы друг на друга при их совместном смещении внутрь выработки. Такой подход имеет принципиальное отличие от схемы «подвешивания», когда зона неустойчивых пород рассматривается только как внешняя растягивающая нагрузка по отношению к анкеру.

Таким образом, в результате выполненного анализа теорий упрочнения породного массива анкерной крепью выделены две характерные схемы взаимодействия:

- схема «подвешивания» неустойчивых пород к более устойчивым;
- схема совместного деформирования анкера с упрочняемыми породами с образованием грузонесущих железопородных конструкций.

### **15.3. АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ПРЕДПОСЫЛОК В КОНСТРУИРОВАНИИ АНКЕРНОЙ КРЕПИ**

Теоретической основой для разработки конструкций анкерной крепи являются рассмотренные выше представления о ее работе в породном массиве. При этом главным требованием, предъявляемым к анкерной крепи, является способность создания породной балки (арки) с максимально возможной степенью целостности. Таким образом, ставится задача максимально уменьшить процесс расслоения и трещинообразования породной конструкции при ее деформировании, ликвидировать ранее возникшие расслоения и ограничить рост трещин. Причем, требование обеспечения заданной прочности закрепления анкера в шпуре является вторичным по отношению к главному условию – созданию целостной железопородной конструкции необходимой грузонесущей способности.

При работе под действием внешней нагрузки и собственного веса в балках возникают касательные напряжения сдвига, величина которых в значительной степени определяет несущую способность рассматриваемых конструкций. В тоже время в процессе деформирования пород, вмещающих выработку, происходит в большинстве случаев интенсивное трещинообразование и расслоение по плоскостям ослаблений, в результате чего значительно уменьшаются или исчезают вовсе касательные напряжения по этим плоскостям, и слои и блоки, слагающие породную балку, деформируются как отдельные элементы. При этом весьма существенно уменьшается несущая способность породной конструкции. Задача анкерной крепи заключается в предотвращении расслоения и трещинообразования. Очевидно, наибольший эффект скрепления породной толщи в единую конструкцию достигается, когда анкерная крепь контактирует с породой по всей своей длине. На каждом участке контакта за счет сил сцепления с породными стенками шпура анкера препятствуют расслоению отдельных пачек пород и появлению трещин или их расширению. При этом важно, чтобы материал анкера имел деформационные характеристики, в частности, модуль упругости (или модуль деформации) и модуль сдвига, значительно превышающие соответствующие характеристики упрочняемых пород. Действительно, развитие трещины при совместной деформации анкера с породными стенками шпура должно вызвать ответную реакцию в анкерной конструкции, направленную на закрытие трещины, которая во столько раз превосходит (на единицу площади) первичные усилия расслоения, во сколько деформационные модули материала анкера выше, чем у породы. Это условие является, по сути, условием минимального трещинообразования и расслоения, согласно которому, чем боль-

ше жесткость материала анкера, тем с большими усилиями сопротивляется появлению трещин и расслоений в упрочненных породах, тем меньше ослабленных мест имеет железопородная балка и тем выше ее несущая способность. Большая жесткость анкера в осевом направлении может быть реализована при условии создания значительной силы сцепления по поверхности контакта. При этом необходимо, чтобы силы сцепления максимально использовали прочностные свойства породы. Одновременно высокая прочность закрепления анкера в породе должна соответствовать прочностным возможностям материала анкера.

Здесь рассмотрены предпосылки к ограничению трещинообразования и расслоения в процессе деформирования железопородной балки. Но, в нашем случае, еще до установки анкерной крепи во вмещающем выработку породном массиве уже имеются трещины и нарушенные контакты между слоями. Необходимо свести их разупрочняющее действие на грузонесущую балку к минимуму. Это условие требует максимальной степени совместного деформирования отдельных элементов железопородной балки. Например, если в составной балке отдельные слои не имеют достаточно жесткой связи между собой, то при изгибе они будут перемещаться друг относительно друга, то есть деформироваться независимо и несущая способность всей балки определяется несущей способностью одного слоя [58]. Значит, главное условие совместного деформирования отдельных слоев заключается в отсутствии перемещения последних друг относительно друга. Если принять во внимание, что уже при смещениях порядка  $(5 - 30) \cdot 10^{-3}$  м на каждом торце балки в выработке с шириной пролета 5 м ее отдельные слои деформируются независимо, то анкерная крепь должна осуществлять не только продольную (по отношению к анкеру), но и поперечную жесткую связь, которая не допускала бы больших поперечных смещений. А реализовать такую связь можно только путем непосредственного контакта породных стенок шпура с анкером по всей его длине, когда любому поперечному перемещению породных слоев будет сразу же сопротивляться материал анкера, работающая на срез.

Таким образом, на основе анализа современных представлений о работе анкерной крепи в породном массиве сделан вывод в пользу анкеров с закреплением по всей длине шпура и сформулированы основные требования к их конструкции. К числу этих требований относится, прежде всего, большая жесткость материала анкера, которая достигает максимального значения у металлов. Например, наиболее дешевые строительные марки стали имеют модули упругости и сдвига, превышающие в среднем на порядок соответствующие характеристики бетонов (железобетонные анкеры) и на два порядка – синтетических смол (сталеполимерные анкеры). Следовательно, непосредственный контакт металла с породными стенками шпура значительно увеличивает силы, препятствующие расслоению и трещинообразованию, по сравнению со случаем, когда имеется промежуточная гораздо менее жесткая среда, связывающая металлический стержень с породой.

Условием реализации требования большой жесткости материала анкера является, как это было рассмотрено ранее, обеспечение высокой прочности на разрыв самого анкера и его закрепления в шпуре. Закрепление в шпуре большинства рассматриваемых конструкций анкеров обеспечивается либо силами сцепления с породой (железобетонные и сталеполимерные анкера), либо силами скола или сдвига породных выступов (винтовые анкера). Эти силы не могут в полной мере использовать прочностные свойства горных пород, так как последние, в связи с анизотропией прочностных свойств, имеют пониженное сопротивление на сдвиг. Для горных пород прочность на сдвиг, как правило, в несколько раз, а то и на порядок меньше прочности на сжатие. Если же в породе имеются нарушения, например, микротрещины в плоскости среза, то прочность на сдвиг становится еще меньше. Единственный вид нагрузки, которому хорошо сопротивляются горные породы, является сжатие, в связи с чем весьма эффективно использовать прочностные свойства породы на сжатие для закрепления анкеров по всей длине шпура. Очевидно, реализовать эту идею можно посредством приложения нормальных к поверхности шпура напряжений со стороны анкера, которые обеспечивают появление касательных напряжений трения при смещении относительно шпура. Изменяя величину нормальных напряжений можно добиться максимального использования прочностных свойств пород и, следовательно, получить большую прочность закрепления анкера. Такой способ закрепления может быть успешно использован в слабосвязанных породах, где сопротивление на сдвиг ничтожно и использование его в известных конструкциях железобетонных и сталеполимерных анкеров не дает желаемых результатов.

Наряду с обеспечением высокой прочности закрепления анкера в шпуре необходимо также повысить его прочность на разрыв. В этом отношении выгодно отличается металл, который можно упрочнить тем или иным способом.

Кроме этого, необходимо рассмотреть влияние податливости анкеров сплошного по длине закрепления на их несущую способность, так как только благодаря податливости крепи можно избежать разрушающих концентраций напряжений, возникающих в ряде случаев при высоком горном давлении. Податливость анкера зависит от характера его контакта с породными стенками шпура. Силы сцепления (железобетонные, сталеполимерные анкера) не могут обеспечить сколько-нибудь существенную податливость, так как при смещении анкера на малую величину относительно шпура контакт нарушается и силы сцепления (за исключением неровностей, которые создают трение при скольжении анкера) практически исчезают – анкер теряет несущую способность. Податливость таких анкеров обеспечивается за счет растяжения их материала.

Наиболее приемлемым в отношении податливости является рассматриваемый ранее контакт, обеспечивающий взаимодействие анкера с породой за счет сил трения при действии радиального давления по поверхности контакта. Такой контакт, при условии поддержания давления на постоянном

уровне, позволяет осуществить смещение анкера относительно шпура на любую практически приемлемую величину без потери несущей способности.

Таким образом, выявлены основные недостатки наиболее распространенных конструкций анкеров с закреплением по всей длине шпура в слабых и сильнотрещиноватых породах, и определены основные требования при разработке эффективной конструкции анкера:

- материал – сталь;
- непосредственный контакт стали с поверхностью шпура без каких-либо промежуточных скрепляющих материалов;
- характер контакта – радиальное давление по всей поверхности шпура, обеспечивающее появление касательных напряжений трения;
- упрочнение материала анкера при создании контакта.

Эти требования наиболее успешно могут быть реализованы в конструкции трубчатого анкера, который деформируется до создания определенного радиального давления по поверхности контакта со шпуrom каким-либо способом. Наиболее технологичным и экономичным способом развальцовки трубной заготовки в шпуре является применение энергии взрыва заряда взрывчатого вещества. При этом одновременно со штамповкой анкера в шпуре появляется возможность значительного упрочнения его материала [69, 70].

#### **15.4. РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИИ УСТАНОВКИ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1**

В основе конструкции трубчатых анкеров положено свойство углеродистых конструкций сталей деформироваться без разрыва сплошности материала на большую величину. Горные же породы обладают этим свойством в среднем на порядок ниже, что позволяет использовать породные стенки шпура, как более жесткое тело, в качестве матрицы для штамповки и закрепления в ней взрывным способом трубчатого анкера нужного диаметра. При этом реализуется идея совмещения в одном процессе изготовления анкера с его установкой и повышения прочностных характеристик применяемой стали методом взрывной обработки.

Конструктивно трубчатый анкер ТА1 выполнен в виде пустотелого металлического цилиндра постоянного или переменного по длине сечения, то есть имеет гладкостенную или гофрированную форму.

Заготовка трубчатого анкера выполнена в виде отрезка металлической трубы, внутри которой в центральной части сечения расположены линейный заряд взрывчатого вещества (ВВ) и средство взрывания (СВ), а остальной объем внутренней полости заполнен инертным материалом (рис. 15.4).

В качестве взрывчатого вещества принят детонирующий шнур типа ДШ-А или ДШ-В, энергия взрыва которого обеспечивает необходимое сцепление на контакте порода-анкер для широкого круга горнотехнических и геологиче-



ских условий, а в качестве средств взрывания – предохранительные электродетонаторы мгновенно и короткозамедленного действия.

В качестве инертного материала принят песок или вода, служащие предохранительной оболочкой детонирующего шнура и способствующие равномерному и более интенсивному воздействию ударной волны на материал заготовки.

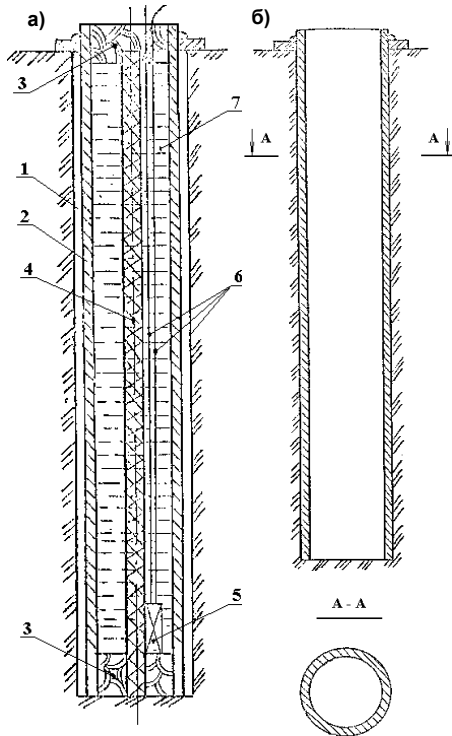


Рис. 15.4. Конструкция трубной заготовки (а) и трубчатого анкера ТА1 (б): 1 – шнур; 2 – трубная заготовка; 3 – глиняная пробка; 4 – детонирующий шнур ДША или ДШВ; 5 – электродетонатор; 6 – электропровода; 7 – наполнитель (песок, вода)

Фиксирование детонирующего шнура в средней части поперечного сечения трубной заготовки осуществляется с помощью торцевых пробок, например, из картона, глины и других материалов, а закрепление трубной заготовки в шнуре – с помощью деревянного клина. В случае применения трубчатых анкеров в шахтах, опасных по газу и пыли, длина глиняных пробок на торцах заготовки по рекомендации МакНИИ должна составлять не менее 0,1 м.

Принято обратное иницирование детонирующего шнура с целью повышения воздействия ударной волны.

Основные технические показатели и геометрические размеры трубчатых анкеров должны соответствовать данным расчета и паспорта крепления выработки.

Применяемые материалы и покупные изделия должны соответствовать действующим стандартам и техническим условиям. Заготовки анкеров должны изготавливаться из труб с внешним диаметром, например, 32 мм.

К трубным заготовкам под анкера предъявляются следующие требования:

- допустимое отклонение длины заготовок  $\pm 10$  мм;
- по торцам трубной заготовки не должно быть наплывов металла от резки автогеном;
- не допускается использование трубных заготовок с изгибами.

Транспортировка трубных заготовок осуществляется в шахтных вагонах, а хранение в местах использования – на стеллажах, исключая их де-

формирование и изгиб, а также попадание влаги.

Рассмотренная конструкция трубчатого анкера ТА1 обладает рядом достоинств:

- в качестве источника энергии для изготовления анкера и его установки принята энергия взрывчатого вещества, причем, выполнение этих разных по существу операций производится одновременно при взрыве заряда ВВ в заготовке, расположенной в шпуре;

- трубная заготовка весьма простая, имеет форму отрезка трубы соответствующего диаметра и не требует какой-либо предварительной обработки поверхности, а ее изготовление состоит в нарезке отрезков труб нужной длины;

- отсутствует необходимость изготовления и монтажа такого сложного элемента, как замок анкера, так как крепь готовится методом взрывной штамповки как одно целое;

- отпадает надобность в забивке или ввинчивании анкеров, а следовательно, становится не нужным соответствующее оборудование по механизации этих работ;

- существенно сокращается время и повышается производительность труда при изготовлении анкера и его установке за счет исключения ряда операций, обычно выполняемых при изготовлении и возведении существующих типов анкерных крепей;

- надежность взрывных работ повышается тем, что электропровода от детонатора располагаются во внутренней полости трубной заготовки;

- представляется возможным использовать для изготовления анкерной крепи некондиционную продукцию трубного производства, а также трубы, бывшие в употреблении, что значительно расширяет возможности реализации данного способа и снижает стоимость крепи;

- применение в качестве источника энергии взрывчатого вещества позволяет одновременно со штамповкой и установкой анкера произвести упрочнение его материала, что дает возможность сократить материал в таком же количестве, либо повысить несущую способность анкера;

- заполнение внутренней полости трубной заготовки инертным материалом увеличивает воздействие ударной волны на материал заготовки в 1,5-2 раза и обеспечивает безопасные условия применения детонирующего шнура в шахтах, опасных по газу и пыли.

Наиболее эффективна с точки зрения максимального использования упрочняющего действия трубчатых анкеров установка их непосредственно при проведении выработки с отставанием от забоя не более 2 м. В этом случае анкера сразу вступают в работу, предотвращая трещинообразование и расслоение приконтурного породного массива.

Снаряжение трубных заготовок взрывчатым веществом производится мастером-взрывником в следующей последовательности:

- к концу детонирующего шнура с помощью электропроводов прикрепляется электродетонатор и закатывается в глиняную оболочку-пробку, второй

конец детонирующего шнура также скрепляется электропроводами и ДШ-А вставляется в трубную заготовку, конец которой со стороны электродетонатора закрывается глиняной пробкой, длиной не менее 0,1 м;

– в открытый конец трубной заготовки вставляется пластмассовая воронка с пропущенными через нее электропроводами и производится засыпка заготовки песком или заливка водой;

– после закрытия второго конца трубной заготовки глиняной пробкой, длиной также не менее 0,1 м, заготовка вручную вводится в шпур и при необходимости закрепляется в нем с помощью деревянного клина, препятствующего ее выпадению из шпура под действием собственного веса или поэтапного производства взрывных работ.

В дальнейшем мастером-взрывником осуществляется подсоединение расположенных в заготовках детонаторов к магистральной линии и взрывание. На этом процесс изготовления и установки трубчатых анкеров ТА1 заканчивается.

В случае обнаружения «отказов», их ликвидация выполняется следующим образом: на торце заготовки у устья шпура параллельно детонирующему шнуру с помощью наколки делается отверстие в глиняной пробке, в которое вставляется электродетонатор и закрывается глиной. После подсоединения электродетонатора к взрывной сети осуществляется повторное взрывание.

### **15.5. ОСОБЕННОСТИ ПРОЦЕССА СИЛОВОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ТРУБЧАТЫХ АНКЕРОВ СО СЛАБЫМИ И СИЛЬНОТРЕЩИНОВАТЫМИ ПОРОДАМИ**

Как показали аналитические и экспериментальные исследования [65] при развальцовке трубной заготовки энергией взрыва заряда ВВ не наблюдается адгезии материала анкера с породными стенками шпура, а его прочность закрепления обусловлена касательными напряжениями трения по поверхности контакта, возникающими от действия радиальных напряжений на контакте «анкер-порода». Естественно, что чем больше величина радиальных напряжений, тем больше (при прочих равных условиях) значение касательных напряжений трения (являющееся произведением радиальных напряжений и коэффициента трения металла по породе) и, следовательно, выше прочность закрепления анкера в шпуре, в соответствии с которой подбирается площадь поперечного сечения анкера по условию равнопрочности конструкции.

С другой стороны, прочность закрепления анкера в шпуре зависит от площади распределения касательных напряжений трения, и чем она больше, тем выше (при неизменной величине радиальных напряжений) прочность закрепления анкера и его несущая способность.

Исследования [65] механизма взаимодействия системы «анкер-порода» позволили установить связь указанных выше параметров с прочностными и деформационными свойствами элементов системы. Величина радиальных напряжений с течением времени уменьшается под действием реологических факторов и различных структурных ослаблений [24, 26, 47, 48, 69-72] от максимального значения при соударении трубной заготовки с породными стенками шпура до минимального длительного значения, при котором система «анкер-порода» переходит в равновесное состояние. Установлено [65], что минимальное (установившееся постоянным во времени) значение радиальных напряжений на контакте «анкер-порода» соответствует величине длительного предела прочности породы на одноосное сжатие с учетом основных снижающих прочность породы факторов – нарушенность структурными ослаблениями и разупрочнение под действием влаги. То есть, с течением времени на контакте «анкер-порода» устанавливаются радиальные напряжения, равные длительному сопротивлению породных стенок шпура сжатию. Поэтому, чем больше прочность пород, в которых устанавливается трубчатый анкер, тем выше его прочность закрепления в шпуре.

Поверхность контакта «анкер-порода», по которой распределяются радиальные и, соответственно, касательные напряжения зависит от соотношения прочностных и деформационных свойств материала анкера и породных стенок шпура. Главное в этой зависимости заключается в том, что под действием осевых нагрузок, прикладываемых к анкеру, он сужается и «отходит» от породных стенок шпура, что приводит к уменьшению или исчезновению радиальных напряжений на контакте «анкер-порода» и, как следствие, снижается прочность закрепления анкера. Чем меньше прочность породных стенок шпура (определяющих величину радиальных напряжений) по сравнению с прочностью материала анкера, тем интенсивнее (при прочих равных условиях) будет проходить процесс уменьшения радиальных напряжений на контакте анкера с породными стенками шпура под действием осевой нагрузки и тем меньше будет поверхность контакта, по которой распределяются касательные напряжения.

Таким образом, недостатком способа установки трубчатых анкеров ТА1 [65] в слабых и сильно трещиноватых породах является невысокая прочность закрепления в шпуре вследствие неудовлетворительного режима силового взаимодействия анкера на контакте с породными стенками шпура. Это обусловлено, с одной стороны, резким различием (в один-полтора порядка) прочностных и деформационных характеристик стали и породы, а, с другой стороны, неблагоприятным соотношением низкой длительной прочности слабой и сильно трещиноватой породы на сжатие и относительно высокого ее модуля упругости в процессе разгрузки породных стенок шпура от радиальных напряжений на контакте.

Использование же трубчатых анкеров ТА1 невысокой несущей способности для крепления выработок, особенно в слабых и сильно трещиноватых породах, где наблюдаются значительные нагрузки на крепь, приводит к не-

обходимости применения густой сетки армирования пород, то есть к большей плотности установки анкеров, что обуславливает увеличение объема работ по бурению шпуров под анкера и по их установке, а также существенный рост материальных затрат.

Для устранения недостатков, связанных с низкой прочностью закрепления трубчатых анкеров ТА1 в слабых и сильно трещиноватых породах существуют два направления: *первое* – упрочнение при их установке породных стенок шпура; *второе* – более полное использование прочностных свойств породных стенок шпура по всей длине контакта «анкер-порода» путем улучшения режима взаимодействия анкера с породными стенками шпура на их контакте, заключающегося в ограничении процесса ослабления контакта «анкер-порода» при поперечном сужении анкера путем создания постоянно действующего давления заданной величины на его внутреннюю поверхность.

Первое направление имеет значительные недостатки, сущность которых сводится к следующему. Существующие конструкции трубчатых анкеров [73, 74] предусматривают упрочнение приконтурного породного слоя твердеющим раствором, в качестве которого обычно применяют песчано-цементный раствор. При взрыве заряда ВВ под давлением расширяющихся продуктов детонации, либо под давлением деформирующейся стенки трубы раствор нагнетается в приконтурные трещины и пустоты породы. При этом считается, что создается приконтурная породная зона повышенной прочности и достигается тем самым увеличение прочности закрепления анкера.

В оппозицию этому мнению следует подчеркнуть следующие факты. *Во-первых*, нагнетание твердеющего раствора в породные стенки шпура при взрыве заряда ВВ является высокоскоростным процессом, протекающим за весьма короткий промежуток времени на скоростях 100 и более метров в секунду. При этом вязкость раствора, имеющая достаточно большое значение при статическом нагнетании в пустоты и трещины, при рассматриваемом взрывном нагнетании увеличивается на несколько порядков. То есть, значительно возрастает сопротивление нагнетанию раствора и соответственно пропорционально этому уменьшается глубина упрочнения приконтурного породного слоя. Происходит не глубинное упрочнение, а поверхностное омоноличивание породных стенок шпура раствором (в отдельных случаях – просто «осланцевание» породной поверхности шпура).

*Во-вторых*, повысить прочностные свойства приконтурной породной зоны можно только раствором, прочность которого при твердении выше прочности самой породы. Однако по указанной выше причине упрочненный породный слой имеет незначительную толщину и при действии радиальных напряжений со стороны анкера этот слой играет роль передающего нагрузку элемента из-за своей незначительной несущей способности. То есть, подавляющая часть радиальных напряжений от анкера через упрочненный приконтурный слой передается на неупрочненные породы, сопротивляемость которым нагрузкам гораздо ниже. Таким образом, главным элементом, определяющим прочностные свойства породных стенок шпура, снова стано-

вится неупрочненная порода и эффект низкой прочности закрепления анкера не устраняется.

*В-третьих*, раствор для сколь-нибудь существенного упрочнения приконтурного породного слоя должен быть весьма подвижен (ставится задача снижения его вязкости), то есть обладать высоким водоцементным отношением, при котором прочностные свойства песчано-цементного камня резко снижаются [28, 75-77]. На практике сопротивление такого песчано-цементного камня сжатию не превышает 3-5 МПа, что предопределяет малую эффективность упрочнения породных стенок шпура, а, следовательно, и низкую прочность закрепления анкеров таким способом в слабых породах. Поэтому в случае, если прочность породы больше прочности песчано-цементного камня, введение промежуточного слоя на контакте анкера с породой приводит к существенной потере его несущей способности.

Но если введение промежуточного слоя из твердеющего материала снижает несущую способность анкера по фактору прочности его закрепления в шпуре, то создание отверстий в анкере [74] для нагнетания цементно-песчаного раствора в приконтурный породный слой, *во-первых*, уменьшает поперечное сечение анкера, и, *во-вторых*, способствует образованию вокруг них концентраций напряжений при нагружении анкера растягивающими усилиями, что в конечном итоге снижает несущую способность анкера и по фактору прочности его материала. Поэтому наиболее целесообразным является второй путь, направленный на совершенствование режима силового взаимодействия системы «анкер-порода» путем введения во внутреннюю полость анкера материала с деформационными свойствами, обеспечивающими необходимое давление на внутреннюю его поверхность [78]. При этом в про-

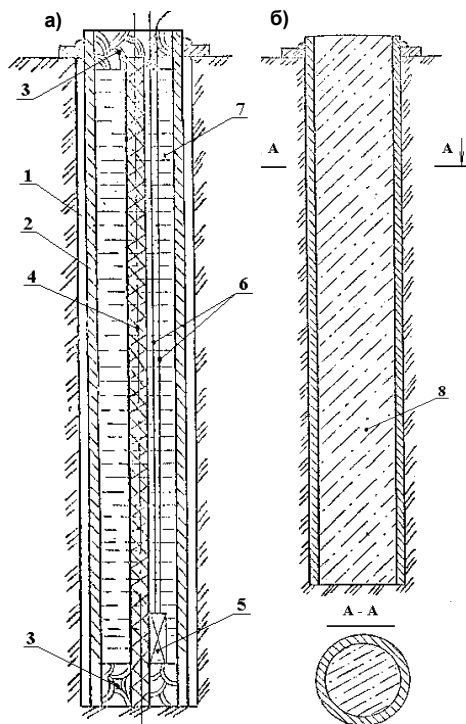


Рис. 15.5. Конструкция снаряженной взрывчатким веществом трубной заготовки (а) и трубчатого анкера ТА2 (б): 1 – шпур; 2 – трубная заготовка; 3 – глиняная пробка; 4 – детонирующий шнур ДША или ДШВ; 5 – электродетонатор; 6 – электропровода; 7 – наполнитель (песок, вода); 8 – расширяющийся при твердении раствор

цессе нагружения анкера со стороны породного массива и появления осевых растягивающих напряжений его сужению в поперечном сечении будет препятствовать отвердевший материал во внутренней полости (рис. 15.5). Следовательно, падение радиальных напряжений на контакте с породными стенками шпура будет менее интенсивным (или отсутствовать вовсе), а, значит, в той или иной степени будет сохраняться как величина, так и площадь распределения касательных напряжений, определяющих прочность закрепления трубчатого анкера ТА2. В результате прочность закрепления трубчатых анкеров ТА2 в слабых и трещиноватых породах повышается.

## 16. ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ВОЗДУХОПОДАЮЩЕГО ШТРЕКА ГОРИЗОНТА 1200 М ШАХТЫ «КРАСНЫЙ ПАРТИЗАН»

### 16.1. ГОРНОТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПОДДЕРЖАНИЯ ВОЗДУХОПОДАЮЩЕГО ШТРЕКА

Воздухоподающий штрек длиной 1020 м был пройден на глубине 1200 м по пласту  $K_6$  буровзрывным способом. Выработка проведена смешанным забоем с верхней подрывкой пород кровли пласта  $K_6$ , представленной в основном песчано-глинистым сланцем крепостью  $f = 4...6$ . Площадь сечения выработки в проходке  $15,9 \text{ м}^2$ , в свету до осадки –  $13,8 \text{ м}^2$ . Крепь выработки – металлическая арочная трехзвенная податливая серии КМП-А3-13,8, изготовлена из спецпрофиля СВП-27. Шаг установки рам  $0,5 \text{ м}$ ; стойки со стороны падения пласта устанавливаются непосредственно на его почву, а со стороны восстания осуществляется подрывка непосредственной почвы (сланца песчаного «кучерявчик») на глубину  $0,7-0,8 \text{ м}$  с учетом величины падения пласта  $K_6$ , равной  $8^\circ$ . Размеры выработки в проходке: ширина –  $5,67 \text{ м}$ , высота –  $3,79 \text{ м}$ ; в свету до осадки: ширина –  $5,2 \text{ м}$ , высота –  $3,55 \text{ м}$ , которые и приняты к моделированию. Межрамное ограждение – железобетонная затяжка; закрепное пространство забутовано породой.

Опыт эксплуатации воздухоподающего штрека пласта указывает на весьма существенное проявление пучения пород почвы, в связи с чем было выполнено три подрывки на глубину от  $0,4$  до  $1,5 \text{ м}$ . Подрывки пород почвы осуществлялись на отдельных участках выработки, так как проявление пучения по ее длине было разной интенсивности. Наибольшая величина пучения пород достигала, начиная с ПК33...ПК35, что связано с тремя факторами:

– разделение почвы угольного пласта на породные слои относительно небольшой мощности (от  $0,65$  до  $2,2 \text{ м}$ ) со слабыми связями между породными слоями;

– наличие в основной почве маломощного песчано-глинистого сланца средней крепости  $f = 7...9$ ;

– наличие в основной почве слабого глинистого сланца крепостью  $f = 4...5$ .

Указанные факторы позволяют квалифицировать горно-геологические условия как сложные и указывают на необходимость моделирования именно этого участка выработки.



## 16.2. ПОСТРОЕНИЕ И ТЕСТИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

*Воздухоподающий штрек* проведен по пласту  $K_6$ , кровля и почва которого представлены терригенными породами (песчаники, алевролиты и аргиллиты) переменной мощности с различными механическими характеристиками. Установлено [25, 26, 44], что в слоистой углевмещающей толще влияние выработки распространяется на высоту (глубину) до 10-15 м. Поэтому моделировались следующие литологические разности по данным скважины И2324 и другой геологической документации.

*Кровля выработки.* Непосредственная кровля пласта  $K_6$  представлена глинистым сланцем мощностью  $m_1^K = 0,8$ , сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж1}^K = 40$  МПа и модулем деформации  $E_1^K = 1 \cdot 10^4$  МПа. Основная кровля моделируется двумя породными слоями: нижний – песчано-глинистый сланец мощностью  $m_2^K = 6,7$  м, сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж2}^K = 50$  МПа, модулем деформации  $E_2^K = 2,7 \cdot 10^4$  МПа; верхний слой – глинистый сланец мощностью  $m_3^K = 5,8$  м имеет сопротивление сжатию  $\sigma_{сж3}^K = 45$  МПа и модуль деформации  $E_3^K = 1,5 \cdot 10^4$  МПа.

*Угольный пласт* сложного строения включает: верхнюю пачку мощностью до 0,7 м, прослой углисто-глинистого сланца мощностью 0,18-0,25 м, нижнюю пачку мощностью 0,04-0,35 м, под которой расположен слой углисто-глинистого сланца мощностью 0,26 м. Угольные пачки характеризуются сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж}^y = 40$  МПа и модулем деформации  $E^y = 0,35 \cdot 10^4$  МПа. Углисто-глинистый сланец характеризуется сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж}^{np} = 15$  МПа и модулем деформации  $E^{np} = 0,5 \cdot 10^4$  МПа.

*Почва выработки.* Непосредственная почва пласта представлена глинистым сланцем «кучерявчик» мощностью  $m_1^{\Pi} = 0,65$  м, сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж1}^{\Pi} = 40$  МПа и модулем деформации  $E_1^{\Pi} = 1 \cdot 10^4$  МПа. Основная почва пласта моделируется пятью породными слоями (в порядке убывания по глубине от угольного пласта): песчаник мощностью  $m_2^{\Pi} = 2,2$  м, сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж2}^{\Pi} = 100$  МПа и модулем деформации  $E_2^{\Pi} = 5,3 \cdot 10^4$  МПа; песчаный сланец мощностью  $m_3^{\Pi} = 1,2$  м, сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж3}^{\Pi} = 80$  МПа, модулем деформации  $E_3^{\Pi} = 2,7 \cdot 10^4$  МПа; глинистый сланец мощностью

$m_4^{\Pi} = 2,2$  м, сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж_4}^{\Pi} = 45$  МПа и модулем деформации  $E_4^{\Pi} = 1,5 \cdot 10^4$  МПа; песчаный сланец «кучерявчик» мощностью  $m_5^{\Pi} = 0,4$  м, сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж_5}^{\Pi} = 80$  МПа, модулем деформации  $E_5^{\Pi} = 2,7 \cdot 10^4$  МПа; песчаник мощностью  $m_6^{\Pi} = 5,1$  м, сопротивлением сжатию  $\sigma_{сж_6}^{\Pi} = 100$  МПа и модулем деформации  $E_6^{\Pi} = 5,3 \cdot 10^4$  МПа.

Разработанная модель отражает реальную структуру близлежащего к выработке углевмещающего массива во всех деталях и представлена на рис. 16.1.

Воздухоподающий штрек моделируется с точным отражением его геометрических параметров как в плане ориентировки относительно угольного пласта, так и с точки зрения формы и размеров выработки и ее крепи с межрамным ограждением.

Рамная крепь КМП-А3-13,8 моделируется в соответствии с «Паспортом проведения и крепления...». Профиль СВП-27 отражен реальной формы и размеров с механическими характеристиками [38]: расчетный предел текучести  $\sigma_T = 270$  МПа и модуль упру-

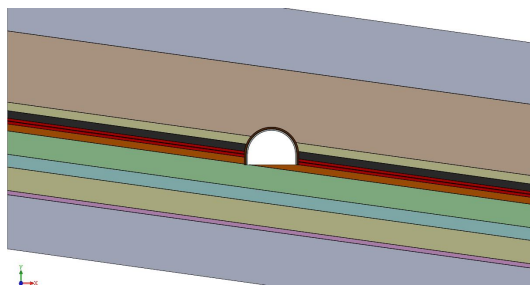


Рис. 16.1. Модель структуры близлежащего углевмещающего массива в окрестности наименее устойчивого участка воздухоподающего штока пласта  $K_6$

ги  $E^P = 21 \cdot 10^4$  МПа, что соответствует параметрам стали Ст.5, из которой изготавливается спецпрофиль.

Конструкция и режим работы замка податливости рамной крепи потребовал проведения специальных исследований на предмет его наиболее адекватного моделирования (см. § 7.3).

Межрамное ограждение моделируется железобетонными затяжками размером  $500 \times 200 \times 50$  мм с механическими характеристиками [38]:  $\sigma_{сж}^3 = 20$  МПа,  $E^3 = 20 \cdot 10^4$  МПа. Закрепное пространство заполнено разрушенной породой и углем от проходки с усредненным модулем деформации  $E^{заб} = 50$  МПа [36].

Этап тестирования разработанной модели выполнен по результатам серии предварительных расчетов НДС системы «горный массив-крепь», необходимых для:

– обоснования размеров модели, обеспечивающих минимальную погрешность результатов вычислений;

– уточнения условий взаимодействия породных слоев и угольного пласта по плоскостям напластований для адекватного отражения геомеханических процессов в окрестности воздухоподающего штрека;

– оценки степени достоверности результатов вычислений.

Каждая из указанных позиций была детально проанализирована и получены следующие результаты.

Структура модели на рис. 16.1 включает кровлю угольного пласта на высоте (по координате  $Y$ ) 13,1 м и его почву на глубину 11,75 м; в боках выработки расстояние от ее контура до боковых границ модели (по координате  $X$ ) составляет 15,5 м с каждой стороны. Эти размеры подверглись анализу по вертикальной  $Y$  и горизонтальной  $X$  координатам исходя из требования,

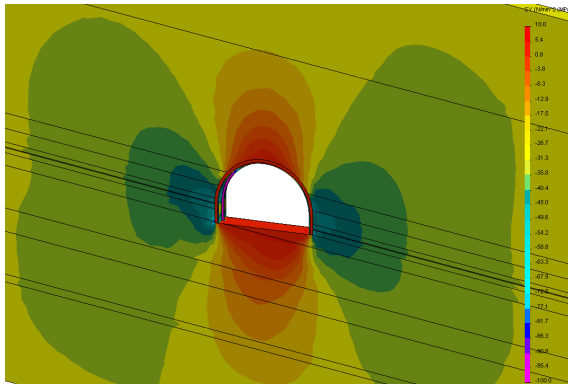


Рис. 16.2. Эпюра распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в объемном изображении в окрестности воздухоподающего штрека

чтобы компоненты напряжений (вертикальных  $\sigma_y$  и горизонтальных  $\sigma_x$ ) на границах модели приближались к исходному негидростатическому состоянию с погрешностью не более 10%, что вполне допустимо для горнотехнических расчетов. В этом случае условия на границах модели не будут оказывать существенного влияния на НДС системы «горный массив-крепь» вблизи штрека.

Исходное негидростатическое состояние массива общепризнано в современных геомеханических исследованиях [25, 26, 44] и определяется по вертикальной координате  $Y$  весом столба пород от выработки до дневной поверхности

$$\sigma_y = \gamma H, \quad (16.1)$$

где  $H$  – средняя глубина расположения воздухоподающего штрека ( $H = 1200$  м);

$\gamma$  – средневзвешенный объемный вес пород до дневной поверхности ( $\gamma = 25$  кН/м<sup>3</sup>).

По горизонтальной координате  $X$  напряжения  $\sigma_x$  связаны с  $\sigma_y$  и определяются боковым распором пород

$$\sigma_x = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H, \quad (16.2)$$

где  $\mu$  – коэффициент Пуассона рассматриваемой литологической разности; поскольку для каждого породного слоя и угольного пласта величина  $\mu$  разная, то напряжения  $\sigma_x$  на боковых границах модели будут иметь кусочно-линейную эпюру.

Для условий поддержания воздухоподающего штрека исходное негидростатическое состояние определяется напряжениями в соответствии с формулами (16.1) и (16.2):  $\sigma_y = 30$  МПа,  $\sigma_x = 10...18$  МПа.

Теперь сравним вычисленные значения с соответствующими эпюрами напряжений: вертикальные напряжения  $\sigma_y$  – рис. 16.2, горизонтальные на-

пряжения – рис. 16.3. Вертикальные напряжения  $\sigma_y$  на верхней границе модели стабилизируются по всей ее ширине на уровне  $\sigma_y = 29,7...31,3$  МПа, что имеет отклонение от теоретического (расчетного) значения 1-4,3% и является вполне удовлетворительной погрешностью. На нижней горизонтальной границе модели напряжения  $\sigma_y$  также практически полностью стабильны (по ее ширине) – диапазон колебаний  $\sigma_y = 30,4...31,5$  МПа вносит

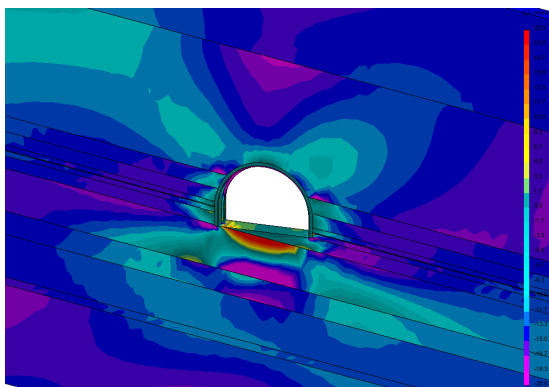


Рис. 16.3. Эпюра распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в объемном изображении в окрестности воздухоподающего штрека

погрешность на уровне 1,3-5%, что является вполне приемлемым результатом. По боковым поверхностям модели напряжения  $\sigma_y$  монотонно увеличиваются от величины 29,7 до 31,5 МПа, а с учетом высоты модели в целом этот диапазон должен составить 29,6-30,3 МПа. Таким образом, по боковым поверхностям модели поле напряжений  $\sigma_y$  удовлетворяет исходному состоянию приконтурного массива. В целом, возмущения эпюры  $\sigma_y$  локализируются в пределах выбранных размеров модели, что указывает на их достаточность по фактору распределения поля напряжений  $\sigma_y$ .

Анализ поля горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  дал следующие результаты (рис. 16.3). Напряжения  $\sigma_x$  весьма чувствительны к изгибу породных слоев в направлении полости выработки, особенно в слоях малой мощности. В этой связи граничные слои модели в кровле и почве имеют мощность более

5 м и по причине своей повышенной жесткости менее подвержены колебаниям изгибных напряжений  $\sigma_x$ . На верхней границе модели возникают колебания  $\sigma_x = 13,3...15,0$  МПа, а теоретически по формуле (16.2) в глинистом сланце ( $\mu_3^K = 0,32$ ) должны действовать  $\sigma_x = 14,1$  МПа; отклонения в интервале 5,7-6,4% являются вполне допустимыми. На нижней границе модели в песчанике вариация  $\sigma_x = 15,0...16,7$  МПа имеет отклонения от теоретического значения 15,5 МПа в диапазоне 3,3-7,7%, который не вносит существенных погрешностей в горнотехнические расчеты. На боковых границах модели интервалы изменения  $\sigma_x$  более широкие: левая граница  $\sigma_x = 10,0...18,0$  МПа, правая граница  $\sigma_x = 11,7...16,7$  МПа. Однако, здесь следует учитывать, что боковые границы модели пересекают разные породные слои и угольные пласты со своими деформационными характеристиками, которые обуславливают разную величину горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ . В пределах одной литологической разности колебания  $\sigma_x$  по боковым границам являются вполне допустимыми.

Таким образом, выбранные размеры модели обеспечивают достаточную точность горнотехнических расчетов и приняты постоянными для последующих этапов исследования.

*Вторая задача* тестирования касается обоснования условий контактов по плоскостям напластований литологических разностей в пределах высоты модели. Для этого на первом этапе были смоделированы ненарушенные (целостные) контакты между соседними слоями, как это имеет место в начальном состоянии массива до проведения выработки. Для оценки состояния контактов по плоскостям напластований наиболее информативным параметром является эпюра касательных напряжений  $\tau_{xy}$ , которые имеют возмущения в окрестности выработки на глубину до 10-12 м, а на границах модели практически исчезают, что обусловлено малым углом падения пласта  $K_6$  ( $8^\circ$ ) и, соответственно, несущественной разницей между векторами главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ , а также векторами напряжений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ . При этом наблюдается асимметричное изменение знака касательных напряжений  $\tau_{xy}$  относительно оси, наклоненной под углом  $45^\circ$  к вертикальной оси выработки.

Строение любой углевмещающей толщи характеризуется, помимо традиционных параметров, силами сцепления между литологическими разностями. Общеизвестно [25, 26], что связь породных слоев по плоскостям напластований отличается низкими прочностными характеристиками: сопротивление растягивающим усилиям практически отсутствует, а сопротивление сдвигу понижено иногда на порядок и более по сравнению с породой внутри слоя. Изначально (до проведения выработки) связь между породны-

ми слоями не нарушена, поэтому оценены касательные напряжения  $\tau_{xy}$  по плоскостям напластования при условии целостности контакта. Максимумы  $\tau_{xy}$  располагаются на линиях, наклоненных к вертикальной оси выработки под углом  $\pm 25...30^\circ$ , причем величина максимумов  $(\tau_{xy})_{max}$  убывает с увеличением расстояния от выработки: в приконтурных породах  $(\tau_{xy})_{max} = 20...50$  МПа; на расстоянии 6-8 м от выработки  $(\tau_{xy})_{max} = 3...10$  МПа. В тоже время, сцепление по плоскостям напластования обычно составляет десятые доли, реже – единицы МПа. Поэтому на расстоянии 8-12 м от выработки контакты между слоями будут нарушены с высокой степенью вероятности.

В соответствии с полученными результатами вторым этапом исследования являлся расчет НДС системы «горный массив-крепь» при нарушенных контактах между слоями (их проскальзывании относительно друг друга при прогибе в полость выработки). Для всех компонент напряжений общей чертой влияния проскальзывания слоев является увеличение максимумов напряжений в 1,5-1,8 раза при практически неизменной (рост не более 10%) области действия их концентрации. Это явление объясняется частично свободным прогибом слоев, что усиливает проявления горного давления в окрестности выработки, и обязательно требует учета при моделировании геомеханических процессов вокруг воздухоподающего штрека пласта  $K_6$ .

*Третьей задачей* тестирования является оценка степени соответствия (в качественном плане) полей распределения компонент напряжений в модели современным исследованиям в этой области, опубликованных в наиболее представительных работах.

Оценку начнем с эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  (см. рис. 16.2), качественный вид которой как в целом, так и в деталях не противоречит классическим представлениям механики подземных сооружений:

- в кровле выработки образуется зона разгрузки, где пониженные (по сравнению с  $\gamma H$ ) сжимающие напряжения переходят в растягивающие при движении к контуру выработки;

- форма зоны разгрузки в кровле напоминает свод естественного равновесия по М.М. Протодьяконову и согласуется с формой вывалов, наблюдаемых иногда в кровле поддерживаемых выработок, особенно при сильно трещиноватых породах;

- в почве выработки также образуется зона разгрузки в форме «перевернутого» свода естественного равновесия, где по мере приближения к контуру выработки пониженные сжимающие  $\sigma_y$  переходят в растягивающие, интенсифицирующие процесс пучения; размеры зоны разгрузки в почве превышают таковые в кровле;

- в боках выработки формируются области повышенного горного давле-

ния (ПГД), где сжимающие  $\sigma_y$  превышают гидростатическое давление  $\gamma H$  в два и более раза.

Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  также в качественном плане согласуется с основными положениями механики подземных сооружений (см. рис. 16.3):

- породные слои кровли испытывают изгиб в сторону выработки, в связи с чем в верхних частях каждого слоя действуют повышенные сжимающие  $\sigma_x$ , а в нижних частях – пониженные  $\sigma_x$ , которые вблизи контура выработки переходят в растягивающие;

- породные слои почвы также изгибаются в сторону полости выработки с появлением растягивающих  $\sigma_x$  в верхней части каждого слоя и повышенных

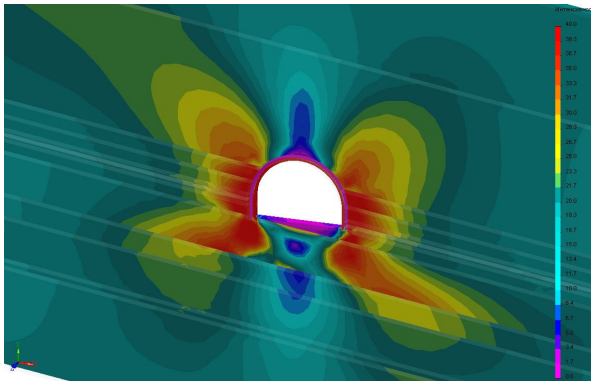


Рис. 16.4. Эпюра распределения приведенных напряжений  $\sigma$  в объемном изображении в окрестности воздухоподающего штрека

сжимающих  $\sigma_x$  в нижних частях каждого слоя;

- наблюдается частично свободный прогиб слоев с проскальзыванием относительно друг друга, о чем свидетельствуют скачки  $\sigma_x$  (иногда с изменением знака) при переходе от одного слоя к другому;

- в боках на некотором удалении от выработки происходит изменение знака кривизны изгиба породных слоев, как в кровле, так и в почве, что обусловлено не-

которым подобием нежесткого защемления породных слоев ближе к границам модели; данный факт также согласуется с современными представлениями о процессах сдвижения слоистого массива в полость выработки.

Приведенные напряжения  $\sigma$  (или интенсивность напряжений) характеризуют сопротивление породы от действия объемного напряженного состояния, которое наиболее объективно описывает теория прочности Кулона-Мора.

Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  (рис. 16.4) также не противоречит существующим положениям механики подземных сооружений:

- область разгрузки в кровле выработки имеет плавную форму очертания, так как затрагивает в основном только мощный слой ( $m_2^K = 6,7$  м) песчано-глинистого сланца;

– в почве, сложенной слоями небольшой мощности, зона разгрузки имеет «ступенчато-прерывистую» форму и затрагивает четыре слоя, которые испытывают частично свободный прогиб;

– аналогичная «ступенчатая» форма наблюдается в боках выработки в зоне ПГД, причем в соответствии с классическими представлениями более жесткий слой воспринимает повышенную нагрузку, а менее жесткий – пониженную, что наглядно проявляется в слоистой почве штрека.

Качественное соответствие классическим представлениям механики твердого деформируемого тела подтверждает также эпюра касательных напряжений  $\tau_{xy}$ , где установлен факт распределения  $\tau_{xy}$  по мощности каждого породного слоя с максимумом на их поверхностях.

Одной из составляющих оценки устойчивости выработки является величина пучения пород почвы. Картина сдвижения углевмещающей толщи в полость выработки представлена на векторной эпюре полных перемещений (рис. 16.5), направление которых задано соответствующей стрелкой, а величина определяется длиной этой стрелки. Следует отметить качественное соответствие полученной векторной эпюры перемещений с представлениями, развитыми в работе [51]:

– *во-первых*, четко прослеживается механизм так называемого «выдавливания» пород почвы выработки за счет действия зоны ПГД в ее боках;

– *во-вторых*, в почве пласта, в том числе и под стойками рамной крепи, происходит интенсивное перемещение породы в плоскости напластования, что приводит к деформированию стоек рамы и снижению ее устойчивости;

– *в-третьих*, максимальное перемещение почвы в полость штрека имеет место в ее центральной части, что и наблюдается на практике.

Таким образом, разработанная геомеханическая модель качественно отражает процессы сдвижения углевмещающей толщи в полость воздухоподающего штрека и полностью обоснована для проведения исследований последующих этапов выполнения работы.

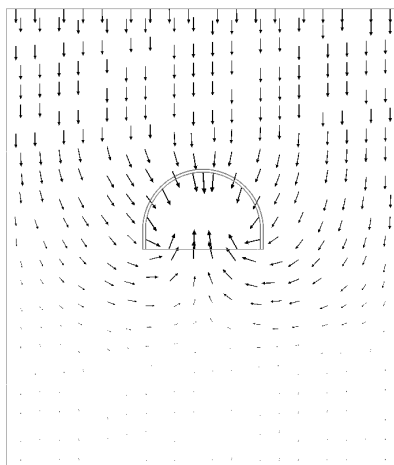


Рис. 16.5. Векторное распределение эпюр полных перемещений породных слоев в окрестности воздухоподающего штрека



### 16.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД КРОВЛИ И БОКОВ ВОЗДУХОПОДАЮЩЕГО ШТРЕКА

Исследование выполнено по трем компонентам напряжений: вертикальным  $\sigma_y$ , горизонтальным  $\sigma_x$  и приведенным  $\sigma$ . Вертикальные и горизонтальные напряжения обычно наиболее информативно отражают НДС любой геомеханической системы. В исследуемых условиях угол падения пласта всего  $8^\circ$ , поэтому величина и направление действия главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  мало чем отличаются от векторов  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ . Тогда эти компоненты будут вполне объективно отражать НДС породного массива, вмещающего воздухоподающий штрек. Отдельно каждая из компонент  $\sigma_y$  или  $\sigma_x$  не могут описать состояние породы и условия ее перехода в стадию разупрочнения; здесь используется общепринятая теория прочности горной породы Кулона-Мора, которая наиболее адекватно отражает состояние породы в области действия сжимающих нагрузок. Поэтому рассчитывается интегральный показатель – приведенные напряжения  $\sigma$  (являющиеся комбинацией всех напряжений и угла внутреннего трения породы) и сравнивается с сопротивлением породы сжатию. В области действия растягивающих напряжений наиболее приемлемым (для оценки состояния породы) является сравнение компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  с величиной сопротивления породы растяжению. Изложенные критерии определения областей разупрочненного породного массива приняты нами в дальнейших исследованиях.

Анализ НДС вмещающего массива выполнен с эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$ , представленной на рис. 16.2.

В кровле выработки образуется зона разгрузки, где пониженные (по отношению к исходному негидростатическому напряженному состоянию) сжимающие  $\sigma_y$  переходят в растягивающие при движении к контуру выработки. Зона разгрузки в целом имеет форму свода, который меняет свою геометрию в зависимости от величины и знака вертикальных напряжений. Область действия растягивающих  $\sigma_y$  имеет пониженную высоту свода – до 1,1 м при его ширине до 2,9 м (отношение высоты к ширине составляет около 0,4). С переходом в область пониженных сжимающих  $\sigma_y$  свод вытягивается по верти-

кальной оси, достигая (при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 0,5$ ) высоты 5,8 м, то есть распространяется

на всю мощность второго слоя кровли (песчано-глинистый сланец). Ширина свода увеличивается менее интенсивно – до 4,5 м, так, что отношение высоты к ширине составляет порядка 1,3. При этом боковые границы свода располагаются практически вертикально, что соответствует известным представлениям о формировании нагрузки на крепь от веса области неустойчивых пород,

которая формируется в кровле и может расширяться от действия ослабляющих породу факторов реологии, трещиноватости, обводненности и т.п. Если принять границу зоны неустойчивых пород по условию отсутствия растягивающих напряжений ( $\sigma_y = 0$ ) в кровле, то вертикальное давление на крепь составляет порядка 28 кПа, а общая вертикальная нагрузка на раму – до 150 кН, которую вполне способна выдержать рамная крепь из спецпрофиля СВГ-27 (несущая способность в среднем 280-330 кН).

В боках воздухоподающего штрека располагается область повышенного горного давления, что вполне соответствует современным представлениям о механизме сдвижения горных пород в полость выработки. В связи с большой глубиной размещения выработки ( $H = 1200$  м) в ее боковых породах формируются достаточно высокие вертикальные напряжения: даже небольшой концентрации  $\sigma_y = (1,3...1,4)\gamma H$  достаточно, чтобы их величина соответствовала сопротивлению сжатию близлежащих породных слоев кровли и почвы (глинистые и песчано-глинистые сланцы), угольного пласта и, тем более, его породных прослоев. Кроме того, обширная область указанной концентрации (высота до 19 м, ширина – до 10 м) достигает шестого породного слоя почвы (представленного песчаником), доводя его до предельного состояния по фактору действия  $\sigma_y$ . Концентрация вертикальных напряжений уровня  $\sigma_y = (1,5...1,7)\gamma H$  также занимает значительную область: высота – до 6,6 м, ширина – до 5 м; некоторая асимметрия (относительно вертикальной оси выработки) размеров зон присутствует, но она не столь существенна – со стороны падения угольного пласта размеры увеличены всего на 6-8%. Концентрация  $\sigma_y \approx 2\gamma H$ , превышающая в 1,5-2 раза сопротивление сжатию пород в окрестности выработки, также имеет существенное распространение: высота – до 3,4 м, ширина – до 2,6 м. Таким образом, установлено, что вертикальные сжимающие напряжения  $\sigma_y$  в боках выработки образуют достаточно обширную зону ПГД, где происходит разупрочнение как угольного пласта, так и его непосредственной кровли и почвы; это обусловлено совместным действием двух факторов: большой глубиной разработки и слабыми породами непосредственной кровли и почвы пласта  $K_6$ .

Разупрочнение пород в боках воздухоподающего штрека провоцирует снижение устойчивости пород в его почве: с одной стороны, частичное разрушение приконтурных пород в боках снижает их сопротивление горному давлению и вертикальная нагрузка передается на основную почву, где залегают песчаник; с другой стороны, происходит перераспределение общей вертикальной нагрузки в зоне ПГД на более отдаленные участки (так как снижается реакция разупрочненных приконтурных пород) в боках и, таким образом, нагружаются более отдаленные (по ширине) участки песчаника, увеличивая размеры зон концентрации напряжений. Выявленные особенно-

сти поля  $\sigma_y$  в боковых породах необходимо учитывать при разработке мероприятий по поддержанию воздухоподающего штрека.

Теперь перейдем к анализу поля распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в кровле и боках воздухоподающего штрека (см. рис. 16.3).

Проскальзывание породных слоев относительно друг друга создает условия для их относительно независимого изгиба в районе выработки, что четко прослеживается в кровле пласта. Нижний слой основной кровли, несмотря на его значительную мощность (6,7 м), испытывает прогиб в полость выработки с образованием концентраций сжимающих горизонтальных напряжений (в верхней части слоя в районе вертикальной оси выработки), примерно, в два раза превышающих исходное негидростатическое состояние ( $\sigma_x \approx 2\lambda\gamma H$ ). Кривизна линии изгиба песчано-глинистого сланца меняет знак и на расстоянии  $x = 6...11$  м в боках выработки возникает концентрация  $\sigma_x = (1,5...1,8)\lambda\gamma H$  в нижней части слоя. Такое деформирование песчано-глинистого сланца объясняется его частично нежестким защемлением в боковых областях массива. В приконтурных породах кровли непосредственно над выработкой происходит уменьшение сжимающих  $\sigma_x$  вплоть до нуля, однако, возникновения растягивающих  $\sigma_x$  не происходит, как это имеет место в классическом понимании изгиба плиты. Данный факт обусловлен тремя причинами: большой мощностью слоя; действием сжимающих  $\sigma_x$  в глубине массива (исходное негидростатическое напряженное состояние); отпором рамной крепи. В целом, уровень действующих сжимающих  $\sigma_x$  в 2-4 раза и более ниже сопротивления сжатию песчано-глинистого сланца основной кровли.

В породных боках воздухоподающего штрека наблюдается несколько иная картина распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ , которая обусловлена залеганием тонких и относительно однородных (по механическим свойствам) литологических разностей малой крепости. На расстоянии от контура выработки более 2,5-3 м наблюдается стабилизация поля  $\sigma_x$  по всем вышеуказанным литологическим разностям. Здесь обращает внимание то, что достаточно однородное поле  $\sigma_x$  имеет в 1,5-1,8 раз более высокие значения, чем исходное негидростатическое состояние, а это происходит на стадии разупрочнения, когда растёт коэффициент  $\mu$  поперечной деформации породы (влияющий на значение  $\sigma_x$ ) из-за появления микроразрушений. Тогда естественно предположить, что слабые породы непосредственной кровли и почвы, а также угольный пласт на значительном расстоянии (по ширине) от контура выработки находятся в предельном или близком к предельному состоянию. Приконтурные породы в боках из-за изгибных деформаций разгружаются от сжимающих напряжений  $\sigma_x$  вплоть до нуля. Но, здесь следует принять во внимание концентрацию вертикальных напряжений  $\sigma_y$  (см. рис. 16.2), а по

теории прочности Кулона-Мора, чем больше разница между главными максимальным и минимальным напряжениями, тем выше вероятность разрушения породы. Таким образом, распространение предельного или близкого к нему состояния пород на значительную глубину в бока выработки создает условия для более интенсивного нагружения пород почвы за счет снижения сопротивления опорному давлению в боках выработки.

Заключительной частью анализа НДС пород кровли и боков воздухоподающего штрека является исследование поля распределения приведенных напряжений  $\sigma$  (см. рис. 16.4).

В кровле выработки над ее центральной частью образуется зона разгрузки, вытянутая по вертикали, где величина  $\sigma$  не превышает 8-10 МПа. Но, здесь следует более детально подойти к анализу формирования зоны разгрузки: с одной стороны, низкий уровень приведенных напряжений в кровле говорит о ее устойчивости; с другой стороны, приведенные напряжения характеризуют абсолютные значения сочетаний компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  вне зависимости от знака последних, а именно, в этой области действуют пониженные сжимающие  $\sigma_x$  и растягивающие  $\sigma_y$ , которые нарушают целостность приконтурных пород кровли, что было изложено ранее. В боковых областях основной кровли в ее нижней части образуются концентрации  $\sigma$  шириной до 4 м и высотой до 3 м. Здесь действуют исключительно сжимающие компоненты  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , которые образуют концентрацию  $\sigma$ , соответствующую уровню сопротивления боковых пород сжатию. Поэтому по бокам выработки в основной кровле формируются локальные области предельного состояния от действия сжимающих  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  одновременно. Таким образом, на основе комплексной оценки всех компонент напряжений приходим к выводу, что область предельного состояния в кровле выходит за пределы ширины выработки и составляет по горизонтали порядка 8-9 м.

В породных боках, представленных тонкими слоями непосредственной кровли и почвы в сочетании с угольным пластом, образуется концентрация приведенных напряжений  $\sigma$ , обусловленная совместным действием сжимающих вертикальных  $\sigma_y$  и горизонтальных  $\sigma_x$  компонент. Эта область достаточно выдержана по высоте выработки и достигает ширины 2,4-2,7 м. Величина  $\sigma$ , примерно, соответствует сопротивлению сжатию, представленных литологических разностей и генерирует разупрочнение боковых пород. Таким образом, выявлена особенность формирования зоны разупрочненных пород в кровле и боках выработки, напоминающая подобие оболочки из пород с пониженной реакцией сопротивления горному давлению. Ширина зоны (с учетом размеров выработки) составляет 10-11 м и опорное давление перемещается за ее пределы, расширяя область действия повышенных нагрузок на породные слои почвы. Этот процесс, способствует интенсификации проявлений горного давления в почве воздухоподающего штрека.

## 16.4. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД ПОЧВЫ И РАМНОЙ КРЕПИ ВОЗДУХОПОДАЮЩЕГО ШТРЕКА

### 16.4.1. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПОРОД ПОЧВЫ

Шахтные наблюдения за смещениями породного контура воздухоподающего штрека зафиксировали неудовлетворительное состояние пород почвы, а сам процесс пучения, так или иначе, сказывается на формировании нагрузок на рамную крепь. Поэтому целью настоящего этапа исследований является установление особенностей НДС почвы воздухоподающего штрека и применяемой крепи серии КМП-А3-13,8.

В породах почвы, примерно, по ширине выработки, образуется зона разгрузки (см. рис. 16.2), где сжимающие вертикальные напряжения  $\sigma_y = \gamma H$  снижаются и, по мере приближения к контуру штрека, переходят в растягивающие  $\sigma_y$ , представляющие наибольшую опасность с точки зрения сохранения целостности породы. Форма зоны разгрузки в почве аналогична таковой в кровле и напоминает «перевернутый» свод, обращенный основанием к выработке. Одной из особенностей является то, что размеры зоны разгрузки в почве существенно больше, чем в кровле (на 42-57%). Так, разгрузка порядка  $\sigma_y = (0,1...0,2)\gamma H$  распространяется на всю мощность песчаника и песчаного сланца, достигая верхней части слоя из глинистого сланца. Достаточно значительная глубина (до 4 м) такого уровня разгрузки таит опасность в плане потери устойчивости почвы по двум причинам:

– *во-первых*, вышележащая область растягивающих  $\sigma_y$  разупрочняет песчаник, в результате чего практически исчезает подпор разрушенной области на нижележащую устойчивую область; трехосное НДС переходит в двухосное и активизирует процесс перемещения более глубоких пород почвы – растягивающие  $\sigma_y$  распространяются глубже и зона разупрочнения увеличивается;

– *во-вторых*, действуют разупрочняющие породу факторы (реологии, трещиноватости, обводненности и т.п.), которые также интенсифицируют перемещение более глубоко залегающих пород в полость выработки. Даже в самом идеализированном случае растягивающие  $\sigma_y$  неминуемо разупрочняют почву на глубину до 2,7 м, то есть на всю мощность песчаника, что объясняет парадоксальную на первый взгляд ситуацию развития пучения в песчанике крепостью  $f = 9...11$  по шкале проф. М.М. Протодьяконова. Основная причина такого явления заключается не в высокой крепости песчаника, а в действии растягивающих напряжений  $\sigma_y$ , которым песчаник, как и любая другая горная порода, сопротивляются весьма слабо, а, с учетом естественной трещиноватости, можно достаточно обоснованно утверждать,

что такое сопротивление перпендикулярно главной системе трещин практически отсутствует.

Анализ поля распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в почве воздухоподающего штрека выявил ряд особенностей, которые наглядно иллюстрируются на рис. 16.3.

Непосредственная почва, представленная глинистым сланцем, находится в разгруженном состоянии при действии как сжимающих, так и растягивающих горизонтальных напряжений на уровне  $\sigma_x = (0..0,15)\lambda\gamma H$ . Это вполне объяснимо, так как непосредственная почва имеет небольшую жесткость (малая мощность и низкие механические характеристики) и находится под защитой более крепкого и мощного песчаника основной почвы. Тем не менее, даже при небольших растягивающих напряжениях  $\sigma_x$  слабый глинистый сланец разупрочняется, но из-за небольшой мощности в геомеханических процессах пучения играет второстепенную роль. Наиболее нагруженным является первый породный слой основной почвы, представленный песчаником: в его верхней части по всей ширине выработки, примерно, на треть мощности, действуют растягивающие  $\sigma_x$ , способствующие разупрочнению песчаника; в нижней части песчаника (также, примерно, на треть мощности) наблюдается концентрация сжимающих  $\sigma_x = (2..2,5)\lambda\gamma H$ . В этой связи представляет интерес эффект от комбинации действий компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ : средняя треть мощности песчаника разгружена от сжимающих  $\sigma_x$ , но здесь действуют растягивающие  $\sigma_y$ , нарушающие его целостность; в нижней трети мощности песчаника концентрация сжимающих  $\sigma_x$  сама по себе не способна разупрочнить песчаник, но она усиливает действие уже затухающих растягивающих  $\sigma_y$  (по теории прочности Кулона-Мора), что в результате также приводит к разупрочнению песчаника. Таким образом, по всей мощности породного слоя из песчаника происходит его разупрочнение непосредственно под выработкой. Также обращает внимание характер изгиба слоя из песчаника – под выработкой прогиб происходит в полость штрека, а за его пределами кривизна линии изгиба меняет знак и зоны разгрузки от горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  появляются уже в нижней части мощности песчаника; причем по восстанию пласта возникают в ограниченной области растягивающие  $\sigma_x$ . Эта зона разгрузки достаточно обширна и за пределами выработки распространяется до 5-6,5 м с каждой стороны, а ее влияние на целостность песчаника заключается в том, что чем меньше сжимающие  $\sigma_x$ , тем больший разупрочняющий эффект способны создать повышенные сжимающие  $\sigma_y$  в зоне опорного давления, куда как раз попадает исследуемая область. В меньшей степени, но аналогичные геомеханические процессы протекают и в нижележащем песчаном сланце, где отчетливо прослеживается

его прогиб в направлении штрека.

Для анализа поля распределения приведенных напряжений  $\sigma$  в почве воздухоподающего штрека воспользуемся эпюрой, приведенной на рис. 16.4.

Минимальные значения приведенных напряжений (до 5 МПа) располагаются в непосредственной почве под выработкой, а ее второстепенное влияние на процесс пучения было отмечено ранее. Второй слой почвы – песчаник – имеет по ширине выработки достаточно значительные колебания  $\sigma = 5 \dots 30$  МПа. В центральной (по мощности и ширине выработки) части слоя располагается ядро разгрузки (примерно  $0,9 \times 1,2$  м), где величина  $\sigma$  составляет 5-8 МПа. Природа формирования этого ядра очевидна – горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  в центральной части изгибающегося слоя всегда имеют минимум, а вертикальные напряжения  $\sigma_y$  также невелики. Таким образом, сочетание небольших значений  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  (по теории прочности Кулона-Мора) не дает в результате сколь-нибудь значительной величины приведенных напряжений. Ближе к границам зоны разгрузки  $\sigma$  увеличивается до 25-35 МПа, но эти значения остаются в несколько раз меньше сопротивления песчаника сжатию и по фактору действия  $\sigma$  разупрочнения песчаника под выработкой в пределах ее ширины не должно происходить вопреки визуальным наблюдениям. Объясняется это противоречие исключительно действием растягивающих напряжений (в большей степени вертикальных  $\sigma_y$ , в меньшей – горизонтальных  $\sigma_x$ ), что было доказано ранее при анализе эпюр  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  – по всей мощности песчаника (по ширине выработки) происходит его разупрочнение, что интенсифицирует пучение почвы воздухоподающего штрека. Тогда представляет интерес следующий вопрос – а расширяется ли зона разупрочнения песчаника за пределы выработки или локализуется только по ее ширине? Анализ распределения приведенных напряжений  $\sigma$  в песчанике за пределами выработки дал такие результаты. В песчанике образуются две области шириной до 1-1,2 м и глубиной до 1,1-1,4 м, которые располагаются ниже опор стоек крепи и выходят за габариты выработки. В этих областях действуют повышенные сжимающие  $\sigma_y$  и пониженной величины сжимающие  $\sigma_x$ ; в совокупности компоненты  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  генерируют значения приведенных напряжений  $\sigma$ , приближающихся к величине сопротивления песчаника сжатию, но не превышающих ее. Однако, устойчивое состояние песчаника в областях концентрации  $\sigma$  может быть нарушено под воздействием известных разупрочняющих породу факторов реологии, трещиноватости и обводненности. Тогда локальные нарушения в песчанике могут распространяться за пределы выработки в рамках, установленных размеров зон концентрации  $\sigma$ , что в целом усилит проявления пучения почвы воздухоподающего штрека.

Таким образом, в основной почве, верхний слой которой представлен

крепким песчаником достаточной мощности (2,2 м), происходит активный процесс разупрочнения, что проявляется в интенсивном печении почвы, который провоцируется высоким опорным давлением в боках выработки, обусловленным ее размещением на глубине 1200 м. В связи с установленными геомеханическими процессами для обеспечения требуемого эксплуатационного состояния воздухоподающего штрека необходима разработка технических мероприятий по повышению устойчивости его почвы.

#### 16.4.2. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС РАМНОЙ КРЕПИ

Состояние рамной крепи, поддерживающей неустойчивые породы кровли и боков воздухоподающего штрека, не менее важно, чем процесс пучения его почвы и эти два фактора дополняют друг друга, формируя общую оценку эксплуатационной пригодности выработки. Анализ НДС рамной крепи КМП-А3-13,8 проведен по наиболее информативным трем компонентам напряжений: вертикальным  $\sigma_y$ , горизонтальным  $\sigma_x$  и приведенным  $\sigma$ . Для эффективного исследования был увеличен масштаб иллюстрации модели и изменена шкала диапазонов вариации компонент напряжений.

На рис. 16.5 представлена эпюра вертикальных напряжений, отражающая часть поля  $\sigma_y$  со стороны падения пласта, где, хотя и незначительно, но имеют место более интенсивные проявления горного давления, чем со стороны восстания пласта.

Верхняя рамная крепь подвержена действию знакопеременных напряжений  $\sigma_y$ : в центральной части (в районе замка свода) на ширину 1-1,2 м в верхних волокнах сечения и 1,3-1,6 м в нижней части сечения СВП действуют растягивающие  $\sigma_y$  до 15 МПа, которые более чем на порядок меньше предела текучести стали Ст.5 и не представляют опасности для устойчивости рамы. По мере движения к стойкам рамы (в районе замков) вертикальные напряжения меняют знак и переходят в сжимающие относительно небольшой величины  $\sigma_y = 30...70$  МПа, что связано с геометрией свода, когда ближе к его пяте плоскость поперечного сечения СВП поворачивается под все большее воздействие вертикальной составляющей горного давления. В стойках рамы наблюдаются наибольшие сжимающие усилия  $\sigma_y$  до 140 МПа, ведь они аккумулируют всю вертикальную нагрузку на крепь. Величина действующих напряжений, примерно, в два раза меньше предела текучести стали Ст.5, что обуславливает устойчивость стоек рамы и крепи в целом. Однако, обращает внимание активное действие изгибающих моментов в стойках, о чем свидетельствует резкое изменение величины  $\sigma_y$  в пределах одного сечения – от 20-30 МПа до 120-140 МПа. Наиболее значительные изгибающие моменты наблюдаются в трех областях по высоте стойки: *первый* – на расстоянии от почвы выработки 1,2-1,7 м; *второй* – менее обширный – на высоте 0,5-0,8 м,



но уже с обратным знаком изгибающего момента; *третий* – в районе опоры стойки – на высоте 0-0,2 м также меняет знак изгибающего момента по отношению к предыдущему. Таким образом, наблюдаются три максимума изгибающего момента знакопеременной величины по высоте стойки, которые пока не предоставляют опасности, но в случае ухудшения горно-геологической ситуации от действия ослабляющих породу факторов или влияния очистных работ, изгибающие моменты, генерируемые  $\sigma_y$ , могут привести к потере устойчивости стоек рамы.

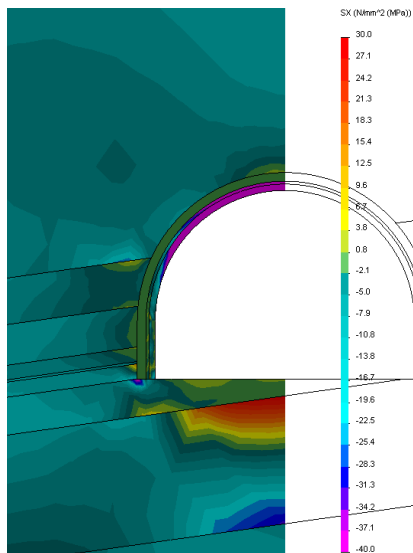


Рис. 16.6. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в рамной крепи воздухоподводящего штрека

Изучение поля распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в рамной крепи (рис. 16.6) привело к следующим результатам. Практически по всему контуру верхняка находится под действием сжимающих  $\sigma_x$  до 40 МПа, которые многократно меньше допустимых напряжений. Обращает внимание достаточная равномерность (по площади сечения СВП) распределения  $\sigma_x$ , что свидетельствует о незначительном изгибе верхняка. В совокупности с небольшим градиентом изменения  $\sigma_y$ , можно утверждать, что верхняк рамы не подвержен существенным изгибающим моментам и находится в достаточно устойчивом состоянии. В стойках крепи действуют знакопеременные  $\sigma_x$  от небольших растягивающих до сжимающих порядка 5-25 МПа. Здесь уже прослеживается более высокий градиент изменения  $\sigma_x$  в пределах одного сечения, что свидетельствует о действии изгибающих моментов по высоте стойки, но меньшей величины, чем от вертикальных напряжений  $\sigma_y$ .

Результат совместного действия компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  в виде приведенных напряжений  $\sigma$  представлен на рис. 16.7. Основная особенность эпюры  $\sigma$  заключается в относительно равномерном распределении приведенных напряжений по всему контуру рамы, а величина  $\sigma$  в несколько раз меньше предела текучести стали Ст.5, что свидетельствует об устойчивом состоянии рамной крепи в целом. Причина такого явления на большой глубине видится в действии двух факторов: во-первых, в кровле и боках образуется разупрочненная область приконтурных пород, которая выполняет функции демпфера, более равномерно распределяющего нагрузку по контуру рамы;

во-вторых, соотношение вертикальных и боковых нагрузок таково, что максимумы изгибающих моментов относительно невелики и напряжения в самой раме достаточно равномерно распределены. Однако, следует помнить о густой сети знакопеременных максимумов изгибающего момента в стойках крепи, которые при ухудшении горно-геологических условий могут сказаться на устойчивости рамы в целом.

## ВЫВОДЫ

1. На основе анализа опыта поддержания воздухоподающего штрека пласта  $K_6$  и структуры вмещающего массива по длине выработки выбран и обоснован наиболее сложный участок, с точки зрения минимальной устойчивости почвы, представленной маломощными слоями различных литотипов пород. Составлена модель этого участка выработки; обоснованы все основные параметры модели геомеханической системы «горный массив-крепь», которые наиболее адекватно отражают условия поддержания воздухоподающего штрека пласта  $K_6$ .

2. Проведенное тестирование геомеханической модели по всем компонентам напряжений установило качественное соответствие результатов расчета современным представлениям о состоянии слоистого углевмещающего массива в окрестности воздухоподающего штрека, а также непротиворечие основным положениям механики подземных сооружений и механики твердого деформируемого тела в целом. Векторное представление эпюр полных перемещений в окрестности воздухоподающего штрека полностью соответствует современным представлениям о механизме развития пучения почвы выработки, а сама модель достаточно адекватно отражает горно-геологическую ситуацию поддержания штрека.

3. Исследования НДС пород кровли и боков воздухоподающего штрека выявили следующие особенности. В породах кровли образуется разгруженная зона, где наибольшую опасность представляют растягивающие вертикальные напряжения  $\sigma_y$ , которые формируют свод естественного равновесия высотой до 1,1 м. Однако, вертикальная нагрузка от веса пород внутри свода естественного равновесия, примерно, в два раза ниже несущей способности рамной крепи из спецпрофиля СВП-27, что предопределяет ее ус-

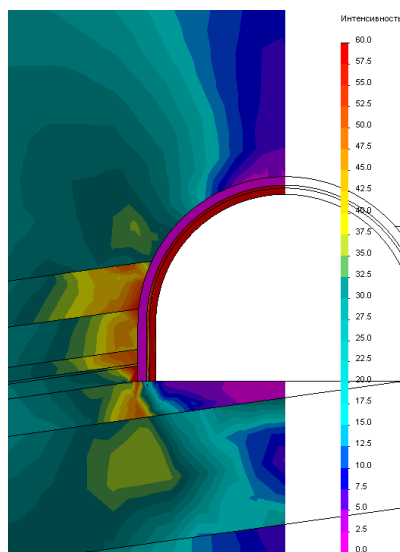


Рис. 16.7. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи воздухоподающего штрека

тойчивое состояние. В боках выработки образуется обширная зона повышенного горного давления, разупрочняющего породы непосредственной кровли и почвы, а также угольный пласт на ширину до 2,4-2,7 м. Таким образом, ширина зоны разупрочнения пород вокруг выработки развивается до 10-11 м, что обуславливает перемещение опорного давления в глубь массива на ширину разупрочненных пород. Перераспределение усилий в зоне опорного давления расширяет область приложения повышенных нагрузок (со стороны пород кровли и боков выработки) на основную почву, что способствует интенсификации проявлений горного давления в почве воздухоподающего штрека.

4. Несмотря на высокое сопротивление песчаника сжатию, представляющего первый породный слой основной почвы, происходит его разупрочнение, распространяющееся на всю мощность (в районе вертикальной оси выработки), а по бокам – до половины мощности песчаника. В пределах ширины выработки процесс разупрочнения песчаника происходит преимущественно от действия растягивающих вертикальных напряжений  $\sigma_y$ , которое усиливается в верхней трети слоя распространением растягивающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ . Под опорами стоек рамной крепи образуются локальные области, выходящие за пределы ширины выработки, где возможно разупрочнение песчаника от совместного действия сжимающих  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ . Образовывается сводчатая форма (с малой стрелой подъема) достаточно обширной области разупрочненного песчаника, которая является основной причиной интенсивного проявления пучения пород почвы воздухоподающего штрека.

5. В рамной крепи ее верхняк находится в устойчивом состоянии по факторам поля распределения всех трех компонент напряжений –  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma_z$ . Малозначимые изгибающие моменты по длине верхняка позволяют утверждать о вполне нормальном состоянии кровли выработки. В стойках рамной крепи действуют знакопеременные изгибающие моменты, генерируемые в основном компонентой  $\sigma_y$ , которые на данный момент (в исследуемой горно-геологической ситуации) не представляют опасности в плане потери устойчивости. При ухудшении горно-геологической ситуации из-за действия ослабляющих породу факторов или влияния очистных работ наиболее слабым элементом будут именно стойки рамы.

Достаточно устойчивое состояние рамной крепи в целом обусловлено образованием в кровле и боках воздухоподающего штрека относительно небольшой толщины оболочки из разупрочненных пород, которая демпфирует концентрации напряжений в приконтурных породах и более равномерно распределяет нагрузку на крепь, что, при прочих равных условиях, увеличивает ее несущую способность.

## 16.5. АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ НДС ВМЕЩАЮЩИХ ВОЗДУХОПОДАЮЩИЙ ШТРЕК ПОРОД И ЕГО КРЕПИ

### 16.5.1. АНАЛИЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В ОКРЕСТНОСТИ ШТРЕКА

Сущность геомеханических процессов сводится к следующему. В кровле выработки, растягивающие вертикальные напряжения  $\sigma_y$  образуют область разупрочненных пород на высоту до 1,1 м, напоминая свод естественного равновесия с некоторой асимметрией в сторону падения пласта (рис. 16.8). Также в форме свода, но с малой стрелой подъема (до 0,2 м) формируется небольшая область (шириной до 1,6 м) разупрочненных пород от действия растягивающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ . Породы кровли, подверженные расслоению при их растяжении компонентами  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , со временем могут потерять устойчивость (от действия ослабляющих породу факторов) и повысить вертикальную нагрузку на рамную крепь; однако, объем разупрочненных пород таков, что нагрузка от их веса, примерно, в два раза меньше несущей способности рамной крепи КМП-А3-13,8 из СВП-27. Таким образом, опасности потери устойчивости воздухоподающего штрека со стороны кровли не наблюдается.

Подобие зеркального отражения (относительно горизонтальной оси) зоны разупрочненных пород наблюдается в почве выработки: форма зоны напоминает «перевернутый» свод естественного равновесия; глубина распространения растягивающих  $\sigma_y$  до 2,5 м, растягивающих  $\sigma_x$  – до 1,2 м; ширина зоны соответствует ширине выработки в проходке; наблюдается некоторая асимметрия формы зоны разупрочнения в сторону падения пласта. Наиболее опасными являются растягивающие  $\sigma_y$ , которые фактически распространяются на всю мощность песчаника (в районе вертикальной оси вы-

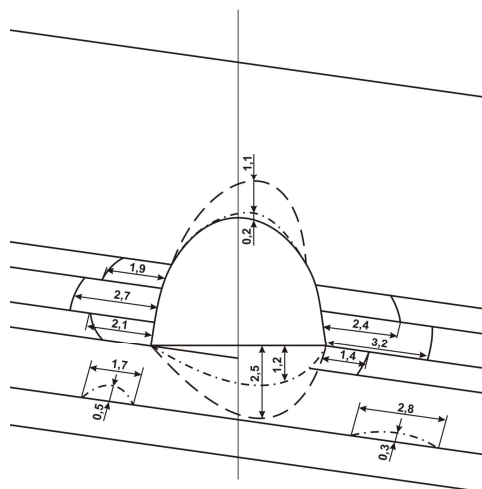


Рис. 16.8. Схема первоначального образования зон разупрочненных пород в окрестности воздухоподающего штрека от действия:  
 ————— приведенных напряжений  $\sigma$  ;  
 - - - - - растягивающих вертикальных напряжений  $\sigma_y$  ; - · - · - · растягивающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$

работки). Растягивающие  $\sigma_x$  имеют глубину проникновения до 35-40% мощности песчаника, однако их величина существенно выше, и они интенсифицируют процесс расслоения песчаника. Кроме того, в нижней половине песчаника (распространение по ширине выработки на 40-50% мощности) действуют повышенные сжимающие  $\sigma_x$  вследствие прогиба породной плиты из песчаника в полость выработки. Такое негативное сочетание растягивающих  $\sigma_y$  и сжимающих  $\sigma_x$  (согласно теории прочности горных пород Кулона-Мора) снижает сопротивляемость породы в нижней части песчаника; так, что можно достаточно уверенно утверждать, что в районе вертикальной оси выработки песчаник разупрочняется на всю свою мощность.

Таким образом, в свете действия изложенных геомеханических процессов, сопротивляемость проявлениям горного давления у разупрочненного песчаника существенно снижается, что обуславливает развитие пучения почвы воздухоподающего штрека.

Также следует отметить локальные очаги появления небольших растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в нижней части песчаника в боках за пределами выработки на расстоянии до одной ее ширины в проходке. Сами по себе, ограниченные по высоте (до 0,5 м со стороны восстания пласта и до 0,3 м со стороны его падения), зоны растягивающих  $\sigma_x$  большой опасности не представляют. Но, они свидетельствуют о зарождении трещин разрыва в боковых частях песчаника, которые в совокупности с его разупрочнением в центральной части (под выработкой) пролета породной плиты, образуют подобие распорной системы из двух породных блоков с общим направлением перемещения в сторону почвы штрека. В перспективе эта распорная конструкция может потерять устойчивость под воздействием ослабляющих породу факторов (обводненности, трещиноватости и реологии) или влияния очистных работ, что необходимо учитывать в процессе эксплуатации воздухоподающего штрека.

В боках выработки основным разупрочняющим породу фактором является действие сжимающих напряжений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , которые в совокупности порождают концентрации приведенных напряжений  $\sigma$  (см. рис. 16.8, сплошные линии). Величина  $\sigma$  такова, что разупрочнение боковых пород происходит в наиболее слабых литологических разностях: угольном пласте  $K_6$  с породными прослоями, породах непосредственной кровли и почвы. Влияние угла падения пласта  $K_6$  характеризуется повышенной (на 20-30%) шириной зоны разупрочнения в самом пласте и непосредственной кровле, а также пониженной до 50% шириной разупрочнения в непосредственной почве со стороны падения. В непосредственной кровле ширина разупрочненных пород увеличивается от минимума на верхней поверхности до максимума на нижней, достигающего 1,9 м со стороны восстания пласта и 2,4 м со стороны падения. В непосредственной почве наблюдается обратная форма зоны разупрочнения:

минимум – на нижней поверхности слоя, а максимум – на верхней, равный 2,1 м со стороны восстания и 1,4 м со стороны падения. В угольном пласте (при относительной выдержанности ширины зоны разупрочнения в пределах 2,4-2,7 м со стороны восстания и 2,6-3,2 м со стороны падения) слабые породные прослои придают ступенчатость форме зоны разупрочнения – породные прослои благодаря низкому сопротивлению сжатию разупрочняются на расстоянии до полутора ширин выработки.

Отмеченные обширные зоны разупрочненных пород в боках выработки двояко влияют на устойчивость крепи (в основном стоек рамы) и выработки в целом: с одной стороны, разупрочненные породы под воздействием опорного давления провоцируют повышенную боковую нагрузку на стойки рамы; с другой стороны, те же разупрочненные породы (благодаря своей повышенной податливости) отодвигают зону опорного давления в глубь породного массива, и такое перераспределение вертикального давления снижает боковую нагрузку на стойки рамы. Таким образом, один фактор компенсирует другой и рамная крепь на данном этапе эксплуатации выработки достаточно устойчива, а основная опасность потери эксплуатационного состояния воздухоподающего штрека заключается в пучении пород почвы.

Однако, не следует сбрасывать со счетов длительную перспективу поддержания воздухоподающего штрека в плане воздействия на проявления горного давления неблагоприятных факторов снижения прочностных свойств горных пород и влияния очистных работ. В этой связи необходимо более детально проанализировать состояние углевмещающего породного массива за пределами зон разупрочнения в окрестности выработки: на первоначальном этапе интересующая нас область массива не находится в предельном состоянии, однако уровень напряжений не исключает возможности расширения зон разупрочнения в перспективе при воздействии вышеупомянутых неблагоприятных факторов (рис. 16.9).

В нижней части основной кровли (песчано-глинистый сланец) по обе стороны выработки образуются области концентрации приведенных напряжений  $\sigma$  уровня 65-80% от разрушающих. Размеры областей: по восстанию – ширина до 3,0 м, высота до 2,1 м; по падению – ширина до 3,4 м, высота до 2,6 м. Если сопоставить эти размеры с размерами зон первоначального разупрочнения в непосредственной кровле и угольном пласте (см. рис. 16.8), то перспективу роста области разупрочнения в боковых породах воздухоподающего штрека можно оценить по двум направлениям: особенности механизма совместного деформирования литологических разностей в боках штрека; действие факторов, ослабляющих песчано-глинистый сланец.

Первое направление создает условие для расширения области разупрочненных пород, процесс которого, на наш взгляд, протекает следующим образом. Под воздействием опорного давления в боках выработки песчано-глинистый сланец основной кровли сжимает нижележащие: глинистый сланец непосредственной кровли, угольный пласт и глинистый сланец непосредственной почвы. Но, в этих литологических разностях уже образовались

зоны разупрочнения шириной до 2,7-3,2 м (см. рис. 16.8, сплошные линии), реакция противодействия которых горному давлению существенно понижена. Следовательно, не встречая должного сопротивления, примыкающая к выработке часть основной кровли будет более интенсивно изгибаться, и уровень действующих в ней напряжений  $\sigma$  повышается и вполне может достигнуть величины сопротивления сжатию основной кровли. Таким образом, в отмеченных на рис. 16.9 зонах может начаться процесс разупрочнения, который развивается по причине перераспределения опорного давления в глубь массива из-за пониженного сопротивления опорного давления в контурных породах. Тот же эффект перераспределения опорного давления в глубь от боков контура выработки может развиваться и в угольном пласте, породах непосредственной кровли и почвы, что обуславливает расширение зоны разупрочнения на те породы, где первоначально уровень действующих приведенных напряжений  $\sigma$  составляет 60-80% от разрушающих. Предполагаемые при этом размеры зон разупрочнения в боках штрека указаны на рис. 16.9.

Теперь рассмотрим второе направление перспективы расширения зоны разупрочнения в боках выработки от действия, ослабляющих породу, факторов реологии, обводненности и наличия плоскостей ослабления.

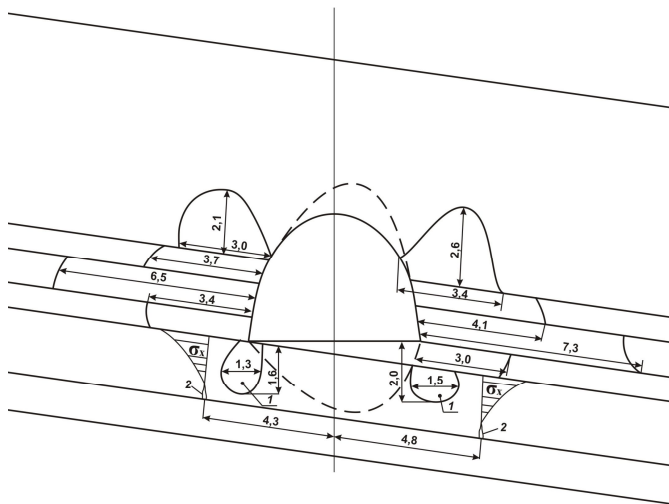


Рис. 16.9. Схема расширения зон разупрочненных пород при воздействии неблагоприятных факторов:

—  $\sigma$ ; - - -  $\sigma_y$ ; 1 – области концентрации  $\sigma$   
в песчанике, 2 – трещины разрыва от растягивающих  $\sigma_x$

Первый фактор – *реологический* – обычно оценивается по величине  $\frac{\sigma_{сж}^{\infty}}{\sigma_{сж}}$  относительного снижения сопротивления породы сжатию, которую можно определить по исследованиям [79, 80] следующим образом

$$\frac{\sigma_{сж}^{\infty}}{\sigma_{сж}} = \sqrt{1 - \frac{x}{\beta}}, \quad (16.3)$$

где  $\frac{x}{\beta}$  – реологический показатель, для расчета которого предложена корреляционная зависимость

$$\frac{x}{\beta} = 0,8 - 0,326 \lg \sigma_{сж}; \quad (16.4)$$

$\sigma_{сж}$  и  $\sigma_{сж}^{\infty}$  – условно-мгновенное и длительное сопротивление породы сжатию.

Для песчано-глинистого и глинистого сланцев, залегающих в боках выработки, относительное снижение сопротивления сжатию составляет 85-87% от условно-мгновенной величины.

Второй фактор – *обводненность* – в случае возникновения такой горно-геологической ситуации разупрочняет приконтурные породы еще в большей степени, чем реологический. Согласно руководящего нормативного документа Минуглепрома прочность обводненного песчано-глинистого сланца составляет 60% от первоначальной (в сухом состоянии), а глинистого сланца – всего 50%. Но, фактор обводненности пород, вмещающих воздухоподающий штрек, по прогнозным оценкам маловероятен, хотя залегающие выше песчаники и угольные пласты являются хорошими проводниками водоносных горизонтов.

Третий фактор – *влияние поверхностей ослабления* – как раз актуален для пород боков выработки, где непосредственная кровля и почва имеют небольшую мощность и разделены от основной кровли и почвы, а также от угольного пласта поверхностями ослабления; угольный пласт  $K_6$  имеет сложное строение, в котором границы породных прослоев также являются плоскостями ослабления. При мощности непосредственной кровли и почвы, а также верхней угольной пачки до 0,8 м согласно [81] сопротивление породы сжатию снижается до 60%.

Таким образом, перспектива расширения зон разупрочненных пород в боках выработки представляется вполне реальной в свете изложенных аргументов.

Выявленные области последующего этапа разупрочнения пород в основной кровле располагаются преимущественно в боковых областях приконтурных пород, поэтому несущественно увеличивают в перспективе вертикальную нагрузку на крепь выработки, которая не в состоянии привести к ее раз-



рушению. В боках выработки прогнозная оценка меняется: значительная ширина разупрочненных пород может вызвать опасное их сдвигание не только в вертикальном, но и в горизонтальном направлении, что будет весьма нагружать стойки рамы, которая по своим конструктивным особенностям слабо сопротивляется повышенному боковому давлению. Следовательно, необходимо предусмотреть мероприятия по упрочнению боковых пород воздухоподающего штрека в случае развития в них обширных зон разупрочнения.

В первом породном слое основной почвы, представленной песчаником, перспективы расширения зоны разупрочнения весьма ограничены ввиду высокого сопротивления песчаника сжатию. Некоторая вероятность расширения зоны разупрочнения в песчанике обусловлена следующими причинами. В песчанике под опорами стоек рамы образуются концентрации приведенных напряжений (области 1 на рис. 16.9) на уровне 40-50% от разрушающих, то есть не представляют опасности для разрушения. Однако, на нижней поверхности песчаника действуют локальные области растягивающих  $\sigma_x$ , обуславливающих появление трещин разрыва (обозначено цифрой 2 на рис. 16.9) ограниченной длины. Между трещинами и разупрочненными породами (от растягивающих  $\sigma_y$ ) в песчанике образуются два породных блока, которые сопротивляются взаимному повороту (относительно друг друга под действием деформирующихся нижележащих породных слоев) за счет сопротивления сжимающих  $\sigma_x$  в верхней части по мощности песчаника; здесь величина сжимающих  $\sigma_x$  увеличивается пропорционально длине трещин разрыва. С учетом некоторого ослабления песчаника по известным факторам (реология – 92%, обводненность – 80%, наличие плоскостей ослабления – 90%, что суммарно дает 66,2%) может возникнуть ситуация, когда величина  $\sigma$  в областях 1 (см. рис. 16.9) достигает разрушающей и эти зоны сольются с трещинами разрыва, тогда взаимный поворот породных блоков усилит процесс пучения песчаника.

Тем не менее, в любой ситуации развития зон разупрочненных пород необходимо предусмотреть мероприятия по обеспечению надлежащего эксплуатационного состояния воздухоподающего штрека.

### **16.5.2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПОВЫШЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ ВОЗДУХОПОДАЮЩЕГО ШТРЕКА И ВНОВЬ ПРОВОДИМЫХ ВЫРАБОТОК**

Исследованиями геомеханических процессов в окрестности воздухоподающего штрека установлено, что наибольшую опасность потери его устойчивости представляют проявления горного давления в почве, наименьшую – в кровле, а промежуточное положение занимает состояние пород в боках выработки и генерируемая им боковая нагрузка на рамную крепь. Эти выво-

ды сделаны по результатам исследований НДС на участке штрека в районе скважины №U2324, который характеризуется наиболее сложными горно-геологическими условиями. На других участках протяженности воздухоподающего штрека его эксплуатационное состояние более удовлетворительное, а также имеются участки, где отсутствует значительное пучение пород почвы (до 0,2-0,3 м), и рамная крепь работает в режиме конструктивно заданной боковой и вертикальной податливости с сохранением своих геометрических параметров, находясь в устойчивом состоянии. Одновременно следует отметить, что существенному ухудшению режима работы рамной крепи (снижению ее несущей способности) способствует человеческий фактор – можно сказать «системный» демонтаж и снятие с замков податливости каждой второй П-образной скобы. Кроме того, учитывая то обстоятельство, что воздухоподающий штрек пройден на всю проектную длину и эксплуатируется продолжительное время, рекомендации, на наш взгляд, должны быть выполнены по двум направлениям:

1) на поддержание воздухоподающего штрека;

2) на проведение, крепление и поддержание пластовых подготовительных выработок, в т.ч. и выемочных штреков, которые будут сооружаться в ближайшей перспективе.

1. *Упрочнение пород почвы твердеющими смесями.* На участках с наиболее сложными горно-геологическими условиями породы почвы воздухоподающего штрека обладают наименьшей устойчивостью из всего объема приконтурных пород, поэтому основное внимание следует уделить именно упрочнению почвы выработки. Рекомендуется выполнить упрочнение песчано-цементным твердеющим составом наиболее разупрочненной трещиноватой области песчаника с тем, чтобы создать породо-цементную плиту, которая бы противодействовала пучению почвы (рис. 16.10).

Опыт работ по нагнетанию песчано-цементных растворов в приконтурные породы убедительно показывает, что наиболее глубоко раствор проникает в породы, характеризующиеся густой сетью взаимно перпендикулярных систем трещин, с одной стороны, и как можно большим раскрытием трещин, с

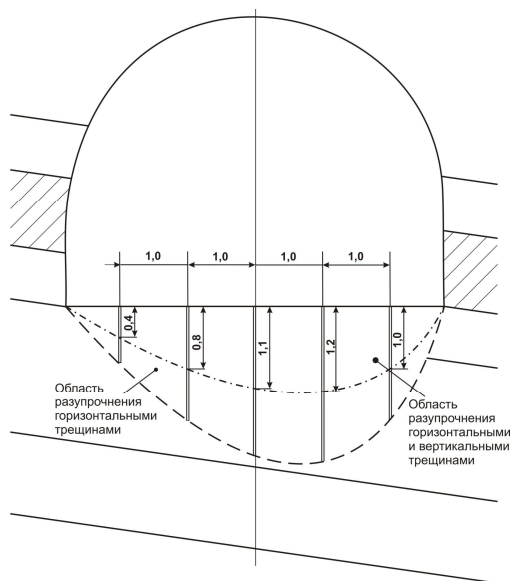


Рис. 16.10. Схема упрочнения пород почвы песчано-цементным раствором

другой стороны. Эту объективную закономерность следует использовать для создания пороодо-цементной плиты с максимальной степенью целостности, что тождественно ее максимальной несущей способности, а, следовательно, наибольшей эффективности работы по предотвращению пучения почвы.

На предыдущих этапах исследований установлены две области действия растягивающих напряжений в почве, представленной песчаником (см. рис. 16.8): более крупная область образована растягивающими вертикальными напряжениями  $\sigma_y$ , которые генерируют появление системы горизонтальных трещин; меньшая область характеризуется распространением растягивающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ , которые создают систему вертикальных трещин. Легко видеть (см. рис. 16.10), что в меньшей области будут распространяться одновременно две системы трещин – горизонтальная и вертикальная, поэтому данную область наиболее легко упрочнить песчано-цементным раствором.

На наш взгляд, целесообразно использовать серийно выпускаемое оборудование и традиционную технологию упрочнения разупрочненных пород почвы выработок, включающую бурение шпуров-кондукторов и подачу в них через гибкие шланги (с герметизирующей шпур-втулкой) песчано-цементного раствора под рабочим давлением. Песчано-цементный раствор подвижной консистенции проникает в трещины и после затвердевания омоноличивает определенный объем пород вокруг шпура. Для создания целостной пороодо-цементной плиты необходимо шпуры-кондукторы распределить равномерно в поперечном и продольном сечениях воздухоподающего штрека, как это показано на рис. 16.10. В продольном направлении расстояние между шпурами-кондукторами рекомендуется принимать 1 м (также, как и в поперечном сечении), а минимальная глубина шпуров определяется в соответствии с формой зоны действия растягивающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  (см. рис. 16.10). Максимальная длина шпуров определяется инженерным расчетом и ограничивается областью разупрочнения пород горизонтальными трещинами.

*2. Анкерное упрочнение пород почвы.* Весьма распространенным способом повышения устойчивости приконтурных пород является их анкерное упрочнение, технология которого достаточно проста и малозатратна. В трещиноватых породах почвы наиболее эффективна так называемая беззамковая анкерная крепь, закрепляемая по всей длине шпура, например, полимерные анкеры (ИГД им. А.А. Скочинского).

Ранее установлено, что в породах почвы, представленной песчаником, образуются две области разупрочнения: меньшая по объему область *A* с горизонтальной и вертикальной трещиноватостью глубиной до 1,2 м; более расширенная область *B*, характеризующаяся только горизонтальной трещиноватостью от действия растягивающих вертикальных напряжений  $\sigma_y$ , глубиной до 2,5 м (рис. 16.11). Область *A* с двумя системами взаимно перпенди-

кулярных трещин обладает пониженным восприятием к анкерному упрочнению и может рассматриваться как малосвязная среда, перемещения которой в полость выработки следует резко ограничить. Конструктивным элементом этого ограничения является лежень, закрепляемый на почве системой полимерных анкеров. В этом плане более перспективной для анкерного упрочнения является область *Б*, где расслоение песчаника горизонтальными трещинами ограничивается полимерными анкерами за счет их натяжения. Более того, технологически отработанная длина анкеров до 2,4 м позволяет в боковых частях почвы выйти за пределы зоны *Б* и закрепить заглубленную часть в ненарушенном песчанике, что увеличит сопротивление анкеров перемещению пород почвы. Центральные анкера закреплены преимущественно в трещиноватом песчанике, однако длина их заглубленной части достаточно велика (от 1,2 до 2 м), что обуславливает значительную площадь контакта с породными стенками шпура и позволяет развивать высокую реакцию сопротивления горному давлению. Здесь обязательным условием является предварительное натяжение анкеров после их установки в шпуре, что позволяет закрывать часть горизонтальных трещин и создавать армопородную плиту в почве значительной несущей способности благодаря большой глубине упрочнения.

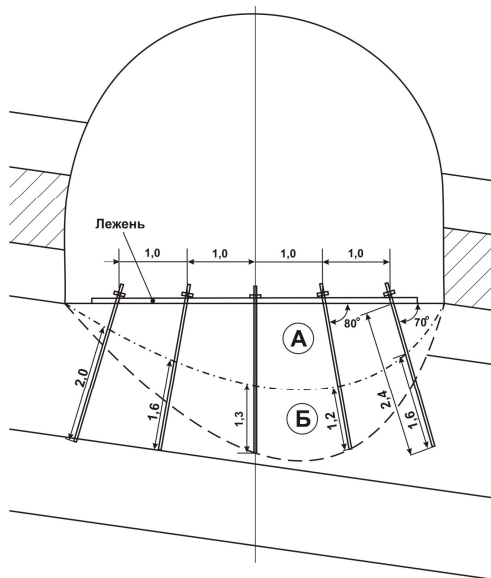


Рис. 16.11. Схема анкерного упрочнения пород почвы

3. На участках воздухоподающего штрека со сложными горно-геологическими условиями при выполнении подрывки пород почвы на значительную глубину (от 0,6 м и больше) целесообразна установка на каждой раме лежня по форме обратного свода. Лежень может быть составной (податливый) или цельный соединен со стойками рамы податливыми замками. Это традиционные технологии и конструкции замкнутой рамной крепи, возводимой в основных подготовительных выработках с пучащими породами почвы.

4. Для обеспечения нормального силового режима работы замков податливости на каждой раме необходимо периодически подтягивать гайки на П-образных скобах.

5. Отдельно стоит вопрос о возможном развитии проявлений горного давления в боках воздухоподающего штрека, обусловленных неизбежным расширением зон предельного состояния, в случае воздействия ослабляющих породу факторов. Здесь наиболее целесообразно (при необходимости) анкерное упрочнение боков выработки, но с обязательным объединением анкеров и рам в единую грузонесущую конструкцию (рамно-анкерную крепь, разработчик НГУ) посредством механических связей, как наиболее эффективный вариант решения задачи повышения устойчивости боков воздухоподающего штрека.

6. При коэффициенте крепости вмещающих пластовую выработку пород по М.М. Протодьяконову до  $f = 5-6$  применять комбайновый способ ее проведения, а в породах средней крепости, крепких и весьма крепких – буровзрывной способ с учетом паспорта буровзрывных работ, рекомендованного в работе [82].

7. Для обоснованного выбора типа серийно выпускаемых заводами Донбасса рамных крепей из спецпрофиля СВП должна быть предварительно выполнена научно-исследовательская работа по установлению для характерных горно-геологических условий сооружения выработки естественной, наиболее устойчивой формы обнажения породного контура ее поперечного сечения, и под породный контур выбрать из числа серийно изготавливаемых и широко применяемых на шахтах Донбасса типов рамной крепи:

- КМП-А3 – крепь металлическая, податливая арочная трехсекционная;
- КШПУ – крепь шатровая податливая с удлиненными ножками (разработана и изготавливается ОАО «Павлоградуголь»);
- ряд других конструкций крепей (например, разработаны и изготавливаются Западно-Донбасским центром «Геомеханика»).

8. Перспективным направлением повышения устойчивости пластовых выработок (особенно выемочных штреков) с одновременным снижением металлоемкости рамной крепи является применение разработанной в НГУ податливой рамно-анкерной крепи с саморегулируемым нагружением всех ее несущих элементов (рамы, анкера и механических связей). Вопрос внедрения данной крепи на шахтах объединений требует выполнения НИР по обоснованию и расчету оптимальных ее параметров в конкретных горно-геологических и горнотехнических условиях крепления и поддержания выработок на больших глубинах.

9. В условиях пучащих пород почвы проводимой выработки эффективным средством снижения напряженного состояния является также искусственное перемещение концентрации напряжений на определенное расстояние от контура выработки в глубь массива сооружением в ее боках по известным технологиям разгрузочных элементов: скважин (метод ДонУГИ), щелей (камуфлетное взрывание ВВ в шпурах), ниш, податливых элементов, проведение выработки широким ходом, проведение выработки вслед за лавой и др.

## 17. ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ СХЕМЫ КРЕПЛЕНИЯ И ОХРАНЫ ПОВТОРНО ИСПОЛЬЗУЕМОГО КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА ПЛАСТА $m_4^0$ ШАХТЫ «БЕЛИЦКАЯ»

### 17.1. АНАЛИЗ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПОДДЕРЖАНИЯ КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА

Основная задача проведенных исследований заключалась в обосновании параметров бесцеликовой выемки пласта  $m_4^0$  в северной коренной лаве шахты «Белицкая» ГХК «Добропольеуголь» с обеспечением повторного использования конвейерного штрека для отработки смежного выемочного участка. Решение поставленной задачи осуществлено на базе комплексного подхода, включающего анализ горно-геологических и горнотехнических условий отработки выемочного участка, обобщение опыта ведения очистных и подготовительных работ при сплошной системе разработки и применяемых при этом конструктивно-технологических схем выемки угля, математического моделирования геомеханических процессов в углевмещающем массиве в районе ведения горных работ с использованием современных компьютерных программ и рекомендации по рациональным параметрам крепления и охраны конвейерного штрека.

Угольный пласт  $m_4^0$  в пределах исследуемого участка шахтного поля имеет как простое, так и сложное (двухпачечное) строение. Верхняя и нижняя пачки разделены углистым сланцем мощностью 0,02 м, который на отдельных участках появляется в кровле пласта мощностью до 0,32 м. Общая мощность пласта изменяется в интервале 0,72-1,09 м. Уголь тонкослоистый и трещиноватый (расстояние между трещинами 0,5-2 см) с коэффициентом крепости по шкале проф. М.М. Протодьяконова  $f = 1,5$ . Угольный пласт увлажнен, что представляет собой определенную опасность для размокания пород непосредственной почвы конвейерного штрека, представленной аргиллитом и алевролитом. Интенсивная трещиноватость пласта в сочетании с низким сопротивлением сжатию позволяет сделать вывод о его разупрочнении в краевых частях на значительное расстояние в глубь массива. С точки зрения формирования зон опорного давления в краевых частях пласта  $m_4^0$ , то существующие представления [33, 34, 83-85] о процессах сдвижения надугольной толщи указывают на следующие качественные особенности:

– *во-первых*, зоны повышенного горного давления (ПГД) имеет более глу-

бокое распространение в массив, поэтому область влияния очистных работ будет затрагивать более удаленные участки конвейерного штрека впереди лавы; на участке поддержания штрека позади лавы – боковая зона ПГД со стороны смежного выемочного участка прогнозируется также повышенного удаления в глубь нетронутого массива;

– во-вторых, максимальная концентрация горного давления в отмеченных зонах ПГД прогнозируется пониженной величины из-за интенсивного разупрочнения краевых частей пласта, на которые накладываются и его невысокие деформационные характеристики.

В кровле пласта  $m_4^0$  залегают следующие литологические разности. Ложная кровля, представленная углистым сланцем, появляется эпизодически в первой половине длины выемочного участка максимальной мощностью до 0,32 м. Механические характеристики углистого сланца близки к свойствам пласта  $m_4^0$ , сцепление по плоскостям напластования практически отсутствует; так что углистый сланец обрушается сразу после его обнажения.

Выше залегает песчаник мощностью 7,4-14,0 м (в пределах проектной длины конвейерного штрека), что не позволяет четко разделить кровлю на непосредственную и основную. Песчаник среднезернистый с включением углистого материала, слабосцементирован глинистым цементом, обводненный, средней крепости  $f = 5,5...6$ , при насыщении водой становится рассыпчатым. На участках, примыкающих к скважинам НД-4876 и НД-4634, не наблюдается слоистости песчаника в пределах мощности 9,2-9,65 м; по другим скважинам в нижней части песчаника появляется отдельный его слой мощностью 3,2-4,6 м. Этот слой частично выполняет функции непосредственной кровли, отделяясь от основной и обрушаясь в выработанное пространство в первую очередь после прохода лавы. Такое же отслоение будет происходить и на других участках отсутствия слоистости песчаника, так как он обводнен, а глинистый цемент существенно теряет сопротивление отрыву.

Мощность обрушающихся пород  $h_{об}$  можно оценить из условия образования подпора опусканию вышележащих слоев по формуле [34]

$$h_{об} = \frac{m - h_c}{k_p - 1}, \quad (17.1)$$

где  $m$  – вынимаемая мощность пласта,  $m = 0,97$  м;

$h_c$  – свободное опускание слоев кровли без обрушения, для пологих пластов Донбасса прогнозируется  $h_c = (0,5...0,6)m$ ;

$k_p$  – коэффициент разрыхления песчаника; для пластов мощностью 1 м рекомендуется принимать  $k_p = 1,3...1,4$ .

Тогда по формуле (17.1) получаем результат

$$h_{об} = 0,97...1,62 \text{ м.}$$

Для образования рассчитанной мощности зоны беспорядочного обрушения необходимо разрушение песчаника на высоту  $h_{несч}$

$$h_{несч} = h_{об} - (0,4...0,5)m = 0,58...1,13 \text{ м.} \quad (17.2)$$

Указанные параметры заложены в геомеханическую модель деформирования конвейерного штрека со стороны выработанного пространства.

Таким образом, нижняя часть песчаника указанной мощности выполняет функции непосредственной кровли; остальная, большая мощность песчаника, представляет собой основную кровлю, которая разбивается трещинами (образуемыми при прогибе в выработанное пространство) на породные блоки и в современных представлениях о сдвигении надугольной толщи ее называют зоной шарнирно-блокового сдвижения. Мощность этой зоны на пологих пластах Донбасса оценивают до 12-15 вынимаемых мощностей угольного пласта, то есть 11,6-14,6 м, что в достаточной мере соответствует колебаниям мощности песчаника вдоль конвейерного штрека. На участках пониженной мощности возможно попадание в зону шарнирно-блокового сдвижения также части залегающего выше алевролита; это может произойти на участках в районе скважин НД-4876 (мощность алевролита 3,0 и 0,14 м выше пласта  $m_4^1$ ) и НД-4634 (мощность алевролита 0,7 и 0,24 м выше пласта  $m_4^1$ ). Здесь относительно небольшая мощность алевролита крепостью  $f = 4$  отделена от вышележащей толщи весьма тонким угольным пластом  $m_4^1$ , который предположительно по горно-геологическому прогнозу увлажнен и имеет слабое сцепление с боковыми породами. По этой причине пласт  $m_4^1$  будет провоцировать расслоение массива по своим плоскостям напластования. На других участках по длине штрека и на отмеченных участках выше пласта  $m_4^1$  прогнозируется плавный изгиб слоев без нарушения сплошности; этому также способствует пониженный модуль деформации алевролита (в сравнении с песчаником), позволяющий опускаться его слоям в целостном состоянии на породные блоки зоны шарнирно-блокового сдвижения.

Таковы основные прогнозируемые позиции процесса сдвижения и структуры надугольной толщи в выработанном пространстве после прохода очистного забоя.

Почва пласта  $m_4^0$  представлена в основном алевролитом мощностью 2,1-10,5 м и крепостью  $f = 4$  с частичным замещением песчаником мощностью 0-2,0 м и крепостью  $f = 6...7$ , а также аргиллитом мощностью 0-3,5 м и крепостью  $f = 4$ , близким по свойствам к алевролиту. По большей длине конвейерного штрека (скважины НД-4875, НД-4634, НД-4633) непосредст-



венная почва представлена алевролитом мощностью 0,9-2,1 м, ниже которого залегает песчаник мощностью 1,2-2,0 м. Относительно небольшая мощность двух породных слоев непосредственной почвы усугубляется увлажненностью пласта  $m_4^0$  и обводненностью нижележащего песчаника, что существенно ослабляет их прочностные свойства и создает предпосылки к развитию пучения почвы штрека, особенно после прохода лавы. В таких условиях целесообразна, на наш взгляд, минимальная глубина подрывки почвы конвейерного штрека, что повысит его устойчивость вследствие размещения в более крепких породах.

Основная почва пласта  $m_4^0$ , представленная слоями алевролита и аргиллита с коэффициентом крепости  $f = 4$ , прогнозируется достаточно устойчивого состояния по причинам залегания мощных слоев и отсутствия сколь-нибудь существенных водоносных горизонтов.

В целом, учитывая глубину  $H$  размещения конвейерного штрека от 172 м в конце выемочного участка до 237 м в его начале, прогнозируются умеренные проявления горного давления, а следовательно, может быть успешно применен вариант бесцеликовой его охраны на границе с выработанным пространством, как более прогрессивный при отработке коренной лавы с применением сплошной системы разработки и повторным использованием штрека.

## **17.2. АНАЛИЗ ВАРИАНТОВ СХЕМ ОХРАНЫ КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА ПРИ ПОВТОРНОМ ИСПОЛЬЗОВАНИИ**

На шахте «Белицкая» опыт ведения очистных работ по пласту  $m_4^0$  отсутствует, поэтому оценка конструктивно-технологических схем охраны конвейерного штрека северной коренной лавы, обуславливающих возможность его повторного использования, проведена, базируясь на двух основных позициях: существующие представления о процессах сдвижения надугольной толщи и современные способы управления горным давлением [33, 34, 83-85]; опыт повторного использования выемочных штреков на пологопадающих пластах Донбасса. Основными критериями при оценке послужили не только устойчивость конвейерного штрека и технологичность его схемы крепления и охраны, но и прогнозируемые потери угля в целиках, а также возможные темпы ведения очистных работ и прогнозируемая нагрузка на очистной забой.

Сущность конструктивно-технологической схемы (базовой), предусмотренной проектом отработки первого выемочного участка по пласту  $m_4^0$ , заключается в оставлении охранного целика между повторно используемым конвейерным штреком и конвейерным штреком-бис, выполняющим по существу функцию просека. В качестве альтернативных вариантов рассмотрены

современные схемы бесцеликовой отработки выемочного участка и с периодическим оставлением ограниченных по размерам целиков угля при выносе приводной головки забойного скребкового конвейера на штрек. Эти технологические схемы оценены по указанным выше критериям.

Базовая технологическая схема предполагает проведение параллельно конвейерному на расстояние 52 м по восстанию конвейерного штрека-бис, который периодически (через 100 м) сбивается печами с основным (повторно используемым) конвейерным штреком. Здесь позитивным моментом является повышение надежности охраны конвейерного штрека в зоне влияния очистных работ, что обусловлено его расположением в углевмещающем массиве: со стороны падения – нетронутый массив будущего смежного выемочного участка; со стороны восстания – охранные целики шириной 52 м до конвейерного штрека-бис. Пожалуй, это единственное преимущество базовой технологической схемы отработки северной коренной лавы с точки зрения повторного использования конвейерного штрека.

Недостатки базовой схемы видятся в следующем: значительные потери угля в охранных целиках; увеличение объема проведения участковых выработок более чем в 2 раза; количество пунктов перегрузки угля с очистного забоя до конвейерного штрека увеличивается в три раза; возникает проблема поддержания большого объема участковых выработок в зоне влияния очистных работ; сочетание мощного песчаника в кровле и слабого угольного пласта  $m_4^0$  (разница в деформационных характеристиках в 10 раз) предполагает развитие зон ПГД в краевых частях угольного пласта на значительное расстояние, что может проявиться в виде более интенсивного горного давления и в окрестности конвейерного штрека, несмотря на ширину охранных целиков в 52 м. Значит, необходимо предусматривать крепежные и охранные мероприятия в конвейерном штреке, особенно при первичной и последующих посадках основной кровли; базовая технологическая схема требует значительного опережения (по отношению к очистному забою) проведения конвейерного штрека по причине необходимости периодического проведения через каждые 100 м печей длиной 52 м, а также просеков.

В итоге, перечисленные недостатки базовой технологической схемы не только нивелируют ее достоинства по охране конвейерного штрека, но и существенно удорожают ведение горных работ при значительных потерях угля и пониженной производительности очистного забоя. Альтернативной является технологическая схема с выносом на штрек приводной головки забойного скребкового конвейера. Здесь опыт ведения очистных работ указывает на два возможных варианта:

– бесцеликовая технология отработки пласта с усилением рамной крепи и применением различных охранных конструкций;

– периодическое (вдоль штрека) оставление целиков ограниченных размеров (в несколько метров) с опережающим проведением коротких (7-8 м) диагональных печей и демонтажем приводной головки с переходом на но-

вую печь (опыт работы шахты «Должанская-Капитальная» ГП «Свердловантрацит»).

Позитивными факторами в данной группе технологических схем являются такие. *Во-первых*, полное или практически полное отсутствие потерь угля в охранных целиках, что сразу же улучшает результаты финансово-экономической деятельности шахты. *Во-вторых*, отсутствует необходимость или же минимальны объемы проведения дополнительных участковых выработок в виде просеков и печей, что снижает затраты и себестоимость добычи угля. *В-третьих*, отсутствуют промежуточные погрузочные пункты, а транспорт угля из лавы осуществляется напрямую с забойного скребкового конвейера на скребковый перегружатель в конвейерном штреке. Это обеспечивает повышение надежности схемы транспорта и создает условия для увеличения нагрузки на забой до 1500-2000 т/сут и более. *В-четвертых*, оба варианта технологических схем с выносом головки скребкового конвейера на штрек не требуют значительного опережения его проходческого забоя по отношению к очистному забою. Тогда, на более коротком участке зоны опорного давления впереди лавы перемещения породного контура конвейерного штрека прогнозируется пониженной величины в сравнении с базовой технологической схемой.

Недостатки двух рассматриваемых вариантов технологических схем с выносом головки забойного скребкового конвейера на штрек видятся в следующем. *Во-первых*, вынос головки на штрек предусматривает при движении лавы демонтаж стоек рамной крепи на сопряжении и их восстановление позади лавы.

При периодическом оставлении угольных целиков малых размеров с опережающим проведением диагональных печей технология несколько меняется: стойки рамной крепи не снимаются по ширине угольного целика вдоль штрека (2-3 м), а демонтируется и переносится головка забойного скребкового конвейера до совмещения с новой диагональной печью; далее головка забойного конвейера соединяется с решетчатым ставом, а по ширине печи (2,5-3,5 м) приходится снимать стойки рамной крепи (3-5 стоек при шаге 0,8 м установки рам вдоль штрека). Следовательно, примерно, половину стоек рам со стороны лавы по длине штрека приходится демонтировать в процессе подвигания очистного забоя. При этом следует отметить, что демонтаж стоек рамной крепи необходимо производить на самом опасном участке – сопряжении лавы со штреком, где наиболее интенсивны проявления горного давления. Здесь верхняя рама со стороны лавы поддерживается продольной балкой на стойках крепи усиления, что снижает эффективность отпора рамы опусканию пород кровли. В породном боку выработки со стороны лавы также прогнозируется неблагоприятная ситуация: берма конвейерного штрека по плоскости напластования нагружена элементами крепления и охраны, а демонтаж стоек рамы ослабляет или полностью исключает ее боковое сопротивление перемещению пород бермы. За лавой стойки рамы восстанавливаются, но этот процесс необходимо особенно

тщательно контролировать в плане полного соблюдения технологического регламента по восстановлению рамы, затяжки, забутовке закрепного пространства, зачистке почвы и т.д. При этом следует учитывать, что за период отсутствия стоек происходят немалые подвижки кровли и боков выработки, которые уже невозможно компенсировать. Таким образом, вынос приводной головки на штрек существенно ослабляет рамную крепь на сопряжении с лавой, где, напротив, геомеханические процессы сдвижения надугольной толщи требуют повышенного отпора крепежной конструкции.

*Во-вторых*, возникают уже частично упомянутые проблемы с устойчивостью бермы конвейерного штрека. При выносе приводной головки забойного конвейера на штрек скребковый перегружатель размещается у нерабочего (со стороны падения) борта штрека и для обеспечения требуемой высоты перегрузки угля необходимо увеличить высоту бермы, которая при угле падения пласта  $\alpha = 10^\circ$  должна составлять не менее 1,4-1,5 м. Положения механики горных пород [26, 27, 85, 86] однозначно указывают, что с увеличением высоты породного обнажения снижается его устойчивость. Эту закономерность усиливают два фактора. *Первый* – увеличенная глубина подрывки приводит к размещению борта выработки со стороны лавы в более слабых породах (алевролит, аргиллит), склонных к размоканию, что усиливает боковое давление на крепь по большей части высоты стойки, которая, к тому же, демонтируется на сопряжении. *Второй фактор* – индивидуальная деревянная крепь или ограниченных размеров угольный целик на кромке бермы создают опорное давление, способное вызвать скол бермы и сползание породной призмы в полость выработки. Этот процесс однозначно деформирует стойку рамы, что неоднократно наблюдалось в выработках, охраняемых угольными целиками для повторного использования. В этом плане наиболее опасен вариант с периодическим оставлением ограниченных по размерам угольных целиков, которые, несмотря на низкие прочностные характеристики угля, разупрочняются в основном в краевых частях, а в центральной части сохраняется устойчивое ядро, воспринимающее повышенное опорное давление. Такая концентрация вертикальной нагрузки со стороны опускающейся кровли передается на участки бермы, примыкающей к штреку, вызывает ее разрушение и боковое перемещение пород в полость конвейерного штрека. К тому же, необходимо производить подрывку (пусть небольшой глубины 0,5-0,6 м) со стороны нерабочего борта конвейерного штрека и по указанной высоте стойки рамы будут контактировать со слабыми размокающими породами непосредственной почвы. Здесь также будет развиваться повышенное боковое давление на стойки, вызывающее их пластический изгиб.

*В-третьих*, опорное давление от угольного целика, либо от другого жесткого охранного элемента, размещенного на берме конвейерного штрека, провоцирует [32, 87] интенсивное пучение почвы, которое, к тому же, имеет неравномерный характер с максимумом со стороны лавы (или выработанного пространства), что обуславливает наклон скребкового перегружателя,

ленточного конвейера и рельсового пути. Следовательно, необходимы мероприятия по ограничению пучения, что вызывает затруднения в условиях работы ленточного конвейера и регулярной эксплуатации рельсового пути.

Таким образом, несмотря на ряд преимуществ технологических схем с выносом приводной головки забойного скребкового конвейера на штрек, возникают существенные затруднения с его поддержанием после прохода лавы, а тем более с увеличением срока эксплуатации при повторном использовании.

Последняя из сравниваемых технологических схем характеризуется: размещением приводной головки забойного скребкового конвейера на берме штрека, отсутствием охранных угольных целиков при совершенствовании способа охраны штрека со стороны выработанного пространства и усилением рамной крепи без демонтажа ее стоек на сопряжении с лавой. Она наиболее эффективна, на наш взгляд, поскольку устраняет основные недостатки предыдущих технологических схем и позволяет ресурсосберегающими технологиями реализовать высокопроизводительную выемку угля без его потерь наряду с обеспечением повторного использования конвейерного штрека.

### **17.3. ОБОСНОВАНИЕ РЕКОМЕНДУЕМЫХ К ИССЛЕДОВАНИЮ СХЕМ КРЕПЛЕНИЯ И ОХРАНЫ КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА ПРИ ПОВТОРНОМ ИСПОЛЬЗОВАНИИ**

Разработанные схемы отличаются от рассмотренных выше максимально возможным устранением (в конкретных горно-геологических условиях) их недостатков при сохранении имеющихся позитивных черт. Это достигнуто комплексным учетом как геомеханических явлений, так и конструктивно-технологических факторов, объединенных общей целью ресурсосбережения при отработке северной коренной лавы пласта  $m_4^0$  с возможностью повторного использования конвейерного штрека. Рекомендуемые к исследованию в вычислительном эксперименте схемы разделены на две части – параметры крепления конвейерного штрека в процессе его проведения и параметры охраны выработки позади лавы с учетом особенностей предполагаемой схемы размещения приводной головки забойного конвейера на берме штрека (рис. 17.1). Эти особенности позволяют: с одной стороны, осуществлять минимальную подрывку пород почвы пласта  $m_4^0$  в сечении штрека; с другой – обойтись без демонтажа стоек рамной крепи, а перегрузку угля на скребковый перегружатель осуществлять с помощью лотка при совмещении приводной головки забойного конвейера с междрамным пространством шириной 0,8 м.

### 17.3.1. ОБОСНОВАНИЕ ПРИМЕНЕНИЯ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ

По условиям размещения оборудования в конвейерном штреке (основное – ленточный конвейер с шириной ленты 1000 мм и рельсовый транспорт с шириной колеи 900 мм) при учете небольшой прогнозируемой метанообильности пласта  $m_4^0$  на уровне  $2,5 \text{ м}^3/\text{т}$  рекомендуется типовое сечение [54, лист 191] площадью в свету до осадки  $S_{ce} = 13,1 \text{ м}^2$ , закрепленное арочной металлической податливой крепью КМП-А3, изготовленной из спецпрофиля СВП-22. Параметры сечения: площадь в проходке  $S_{np} = 16,0 \text{ м}^2$ , площадь в свету после осадки  $S_{ce}^{n.o} = 11,5 \text{ м}^2$ , ширина выработки в проходке:  $B'_{np} = 5120 \text{ мм}$ , после осадки  $B_{np} = 4900 \text{ мм}$ ; высота выработки в проходке до осадки  $A'_{np} = 3680 \text{ мм}$ ; максимальная подача воздуха  $Q = 77,6 \text{ м}^3/\text{с}$ . В связи с изменениями в технологической схеме отработки выемочного участка (см. рис. 17.1) рельсовый путь размещен у нерабочего борта штрека (со стороны падения), а конвейер – со стороны лавы (по восстанию пласта).

Ранее была обоснована целесообразность минимальной подрывки почвы пласта  $m_4^0$  из соображений устойчивости бермы штрека; поэтому при его проведении осуществляется подрывка со стороны восстания глубиной до 0,9 м, тогда со стороны падения подрывка отсутствует и почва пласта совпадает с почвой штрека.

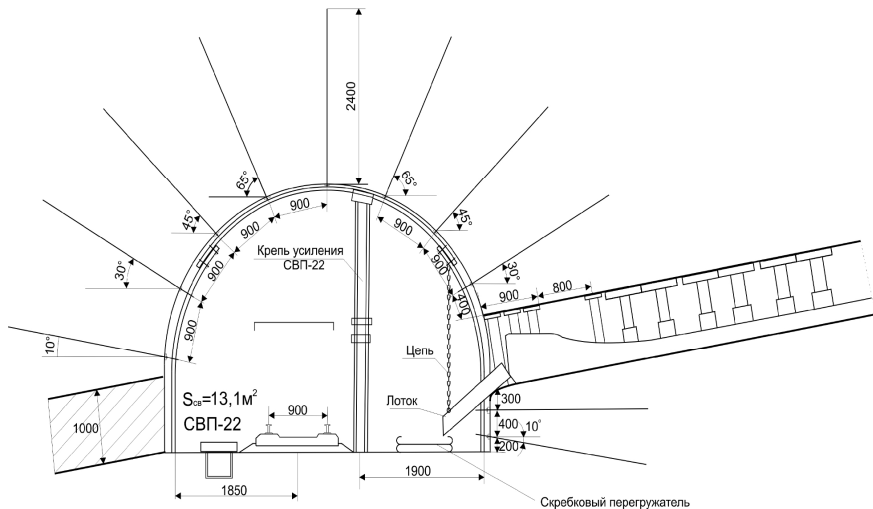


Рис. 17.1. Схема крепления конвейерного штрека и его сопряжения с лавой

Для повышения устойчивости бермы штрека предусмотрена установка двух анкеров посередине межрамного пространства, так, что шаг установки анкеров вдоль штрека совпадает с шагом 0,8 м установки рамной крепи, но крепежные элементы смещены относительно друг друга на 0,4 м по высоте. Нижний анкер бермы установлен на высоте 0,2 м с углом наклона  $10^\circ$  в сторону почвы; верхний анкер горизонтальный, отстоит от нижнего на 0,4 м и от поверхности бермы на 0,3 м. При такой схеме установки анкеров обеспечивается удобство бурения шпуров, но самое главное – достигается значительный эффект упрочнения пород бермы, которая преобразовывается в армопородную конструкцию повышенной несущей способности. Применяются сталеполлимерные анкера стандартной длины 2,4 м, организация работ и технология установки которых регламентируется руководящими документами Минуглепрома Украины [88, 89]. Анкера ограничивают развитие либо полностью закрывают трещины скола в приконтурной части бермы и образования призм сползания в ее заглубленной части, что в совокупности резко снижает боковое давление на стойки рамной крепи. Вторая позитивная функция боковых анкеров – формирование достаточно монолитной грузонесущей конструкции не менее 2,4 м по восстанию пласта, которая благодаря своим размерам и целостному состоянию передает относительно небольшое и равномерно распределенное опорное давление на нижележащие породы. Этим достигается (из опыта эксплуатации повторно используемых выработок): во-первых, снижение интенсивности пучения пород почвы конвейерного штрека и, во-вторых, сглаживание неравномерности пучения по ширине выработки.

Таким образом, рекомендуемыми мероприятиями устраняется или существенно ограничиваются два негативных явления предыдущих технологических схем – потерю устойчивости бермы конвейерного штрека и интенсивное пучение пород его почвы.

Теперь рассмотрим мероприятия по повышению устойчивости стоек рамной крепи. Со стороны восстания в кровле пласта  $m_4^0$  устанавливается анкер длиной 2,4 м на расстоянии 0,4 м от кромки угольного пласта под углом  $30^\circ$ . Он выполняет две функции: *во-первых*, упрочнение приконтурных пород кровли сопряжения, предотвращая их расслоение и возможное обрушение как раз на участке, где применяется индивидуальная крепь до удаленной в глубь выработанного пространства охранной конструкции (эти вопросы будут рассмотрены позже); *во-вторых*, анкер расположен в верхней части стойки рамы и является третьим по счету, размещенным по высоте стойки. Сталеполлимерные анкера с арматурой диаметром 24–25 мм обладают высокой несущей способностью на уровне 150–250 кН и не только ограничивают перемещение породного контура выработки, но и могут служить дополнительными опорами при деформировании стоек рам. Поэтому для повышения устойчивости стоек предлагается апробированное конструктивное решение [90] по созданию рамно-анкерной крепи (в истинном значении этого термина) путем соединения гибкими механическими связями стоек рам с

хвостовиками анкеров, выступающими за пределы породного контура. Эффект такого технического решения подтвержден аналитическими исследованиями напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «массив-анкер-крепь» и положительным опытом эксплуатации выработок, поддерживаемых рамно-анкерной крепью. Стойки рамы со стороны восстания соединены с тремя рядами анкеров (один в кровле пласта и два в берме штрека) гибкими стяжками, в качестве которых обычно используют бывшие в употреблении канаты диаметром 16-20 мм (рис 17.2, а). Таким образом, стойки рамы получают три дополнительных точки опоры и эффективно сопротивляются боковым перемещениям приконтурных пород.

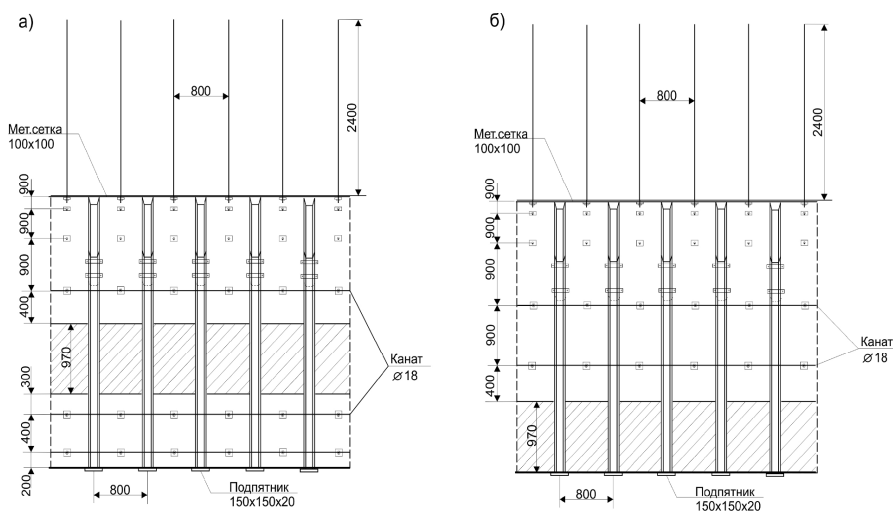


Рис. 17.2. Схема установки рамно-анкерной крепи вдоль конвейерного штрека: а) борт выработки со стороны восстания; б) борт выработки со стороны падения пласта  $m_4^0$

Со стороны падения в нерабочем борту выработки устанавливаются два ряда гибких стяжек (рис 17.2, б), связывающих стойки крепи с анкерами, и размещенными в непосредственной кровле угольного пласта согласно схеме на рис. 17.1.

Необходимость установки этих анкеров и гибких стяжек продиктована следующими соображениями: *во-первых*, опыт эксплуатации выемочных штреков и аналитические исследования указывают на формирование повышенного горного давления в боках выработки, как результат действия опорного вертикального давления; *во-вторых*, по той же причине разупрочняется приконтурная часть угольного пласта  $m_4^0$  и развиваются повышенные боковые нагрузки



на стойку; *в-третьих*, компьютерное моделирование геомеханических процессов установило факт образования пластических зон в стойке рамы, которую как раз и усиливают два боковых анкера; *в-четвертых*, при повторном использовании конвейерного штрека при отработке смежного выемочного участка усиливаются проявления горного давления в выработке со стороны падения и здесь упрочнение пород кровли пласта однозначно повысит устойчивость конвейерного штрека. Рекомендуемые податливые узлы соединения гибких стяжек с хвостовиками анкеров приведены на рис. 17.3, а общий вид рамно-анкерной крепи на рис. 17.4 из опыта крепления выемочных штреков на ПСП «Шахта «Юбилейная» ОАО «Павлоградуголь». Целесообразность податливой конструкции соединения каната с хвостовиком анкера обоснована в работе [90]; ее основные принципы заключаются в выравнивании за счет проскальзывания реакций стяжки на стойки соседних рам при повсеместно наблюдаемой на практике неравномерности проявлений горного давления вдоль штрека. Стяжка предварительно натягивается усилием не менее 50 кН посредством закручивания гайки на хвостовике анкера динамометрическим ключом. Дальнейшее увеличение натяжения гибкой стяжки и ее реакции на раму происходит при деформировании стойки в полость выработки пропорционально действующему горному давлению, сохраняя при этом устойчивость конвейерного штрека.

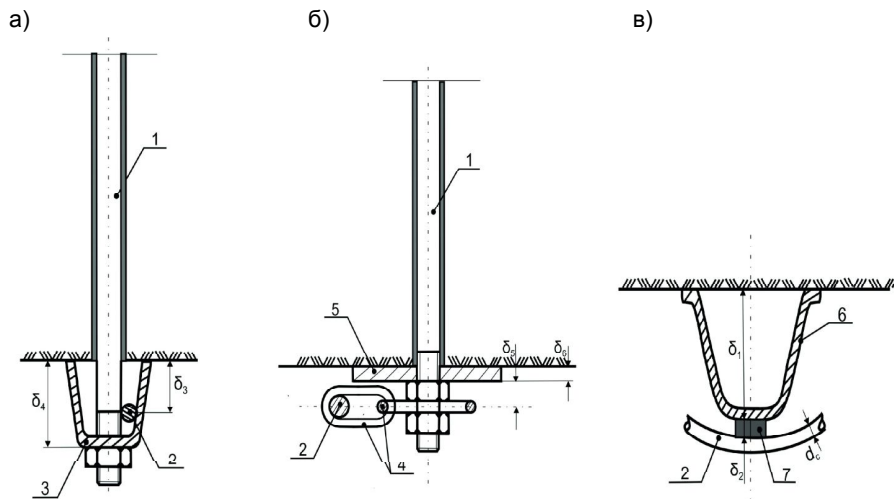
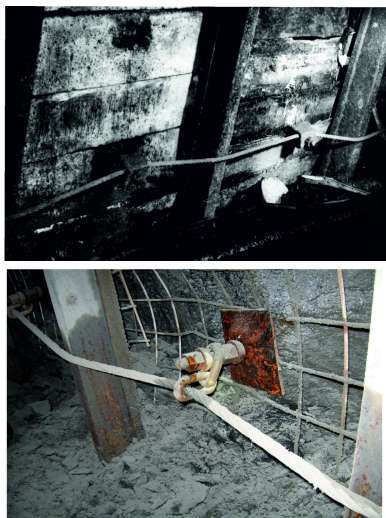


Рис. 17.3. Рекомендуемые конструкции связи гибкой стяжки и анкера с помощью отрезка СВП (а) или двух звеньев цепи (б), гибкой стяжки со стойкой рамы (в): 1 – арматура анкера, 2 – гибкая стяжка, 3 – отрезок СВП, 4 – звенья цепи, 5 – опорная плита, 6 – стойка рамы, 7 – деревянная прокладка

В кровле штрека по контуру верхняка рамы рекомендуется установка пяти сталеполлимерных анкеров длиной 2,4 м с постоянным расстоянием между их хвостовиками 0,9 м. Углы наклона анкеров подобраны таким образом, чтобы осуществить равномерное упрочнение приконтурных пород кровли. Здесь анкера не связаны с верхняками рам (см. рис. 17.2), но они формируют в кровле мощную армопородную плиту (арку) высокой грузонесущей способности и согласно рекомендациям [90, 91], а также опыту поддержания горных выработок в слабых породах Западного Донбасса происходит резкое ограничение опускания кровли до 50-200 мм даже при некотором влиянии очистных работ. Анкера предварительно натягиваются усилием не менее 50 кН для предотвращения расслоения приконтурных пород кровли.

Таким образом, решается еще одна проблема предыдущих технологических схем – повышение устойчивости рамной крепи и выработки в целом. Здесь следует отметить, что возведение рамно-анкерной крепи осуществляется с минимальным отставанием от проходческого забоя, насколько это позволяет технологическая схема проведения конвейерного штрека. Данное условие позволяет существенно ограничить перемещения породного контура выработки за счет сопротивления крепи еще на участках слабого влияния опорного давления впереди лавы, так, что при ее приближении рамно-анкерная крепь будет работать с полной нагрузкой. Рамная крепь устанавливается на подпятники любой конструкции во избежание вдавливания стоек в ослабленные при водонасыщении породы непосредственной почвы, представленные алевролитом и аргиллитом. Межрамное пространство затягивается металлической сеткой, установка которой весьма технологична, отличается низкой материалоемкостью и трудоемкостью монтажа, а в межрамном пространстве «подшивается» к породному контуру анкерами. Основные моменты приведенной схемы установки рамно-анкерной крепи широко апробированы, например, на шахтах Западного Донбасса.

В зоне интенсивного опорного давления впереди лавы на расстоянии не менее 30 м устанавливается крепь усиления в виде составных податливых стоек из СВП-22 или гидростоек. Как показано на схеме рис. 17.1, крепь усиления устанавливается на расстоянии 1,9 м от рабочего борта штрека (по восстанию пласта); позади лавы крепь усиления оставляется на длину не



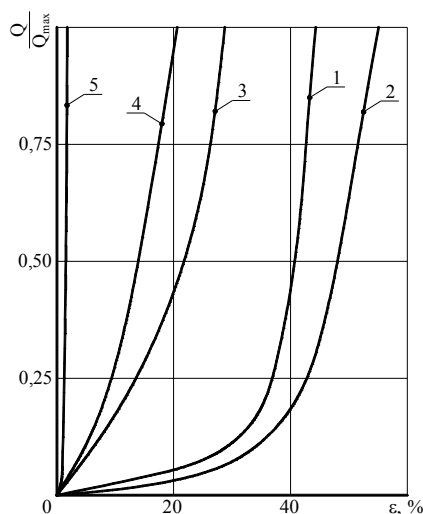
**Рис. 17.4. Примеры поддержания выемочных штреков рамно-анкерной крепью и варианты механических связей анкеров и стоек рамы в единую грузонесущую конструкцию**

менее 50 м примерно до участка стабилизации горного давления, то есть охватывая зону активного влияния очистных работ.

Таким образом, рекомендуемая схема крепления конвейерного штрека обеспечит его эксплуатационное состояние на период отработки выемочного участка северной коренной лавы пласта  $m_4^0$  и после проведения некоторых ремонтно-восстановительных работ (в основном, прогнозируется подрыпка почвы) штрек может использоваться повторно для отработки смежного по падению выемочного участка.

### 17.3.2. ОБОСНОВАНИЕ ОХРАННОЙ КОНСТРУКЦИИ С ПЕРЕМЕННЫМ ПО ШИРИНЕ РЕЖИМОМ РАБОТЫ

Обоснование параметров охранной конструкции, возводимой после прохода лавы при минимально возможном отставании от груди очистного забоя, выполнено с учетом применяемой технологической схемы и организацией работ в районе сопряжения конвейерного штрека с лавой.



**Рис. 17.5.** Деформационно-силовая характеристика охранной конструкции: 1 – бутовая полоса для условий ГХК «Торезантрацит»; 2 – бутовая полоса для условий ОАО «Павлоградуголь»; 3 – костер из деревянных стоек; 4 – породный костер в полимерных рукавах; 5 – жесткая литая полоса

Применительно к одинарной бутовой полосе наиболее интересные и представительные исследования изложены в работах [35, 36], где экспериментально в шахтных условиях получена зависимость нагрузки  $Q$  на полосу (или реакции полосы) от величины ее усадки  $\varepsilon$  с учетом расстояния до очистного забоя, для условий Центрального (ГХК «Торезантрацит») и Западного (ОАО «Павлоградуголь») Донбасса. Общие закономерности таковы, что по мере подвигания очистного забоя нагрузка на бутовую полосу возрастает асимптотически, приближаясь к максимуму  $Q_{max} = 11...12$  МПа вне зависимости от горно-геологических условий. Относительная деформация бутовой полосы также затухает по мере удаления от лавы, достигая  $\varepsilon = 45...56$  %.

По этим результатам построена деформационно-силовая характеристика бутовой полосы (рис. 17.5). При нагрузках до  $0,15Q_{max}$  происходит интенсивная усадка бутовой полосы с деформацией

$\varepsilon = 33...38\%$ . Далее реакция  $Q$  полосы стремительно увеличивается при относительно небольшом приросте  $\varepsilon$ . То есть, можно деформационно-силовую характеристику бутовой полосы описать двумя стадиями: податливой при  $\frac{Q}{Q_{max}} \leq 0,15...0,20$  и квазижесткой при больших значениях  $\frac{Q}{Q_{max}}$ .

Практически аналогичная охранная конструкция из бутовой полосы с бутокострами на шахте им. Вахрушева ГХК «Ровенькиантрацит» обеспечила эксплуатационное состояние выемочных штреков на глубине порядка 800 м только при их поэтапном проведении [92].

По данным [93, 94] построены деформационно-силовые характеристики костров из деревянных стоек и породных стоек в полимерном рукаве СПН (см. рис. 17.5, зависимости 3 и 4, соответственно). Они имеют более жесткую характеристику, приближающуюся к линейной. Тем не менее, данные охранные конструкции также допускают значительную податливость – до 30% своей первоначальной высоты.

Самую жесткую характеристику имеют жесткие по всей своей ширине литые полосы из твердеющих материалов, в которых незначительная податливость, обычно до 2% [41, 95-97], реализуется в основном в период набора прочности материала полосы.

Анализ качественного влияния деформационно-силовой характеристики охранной конструкции на устойчивость выемочной выработки и приконтурных пород выполнен на примере двух крайних вариантов: весьма податливой бутовой полосы и жесткой литой полосы (рис. 17.6).

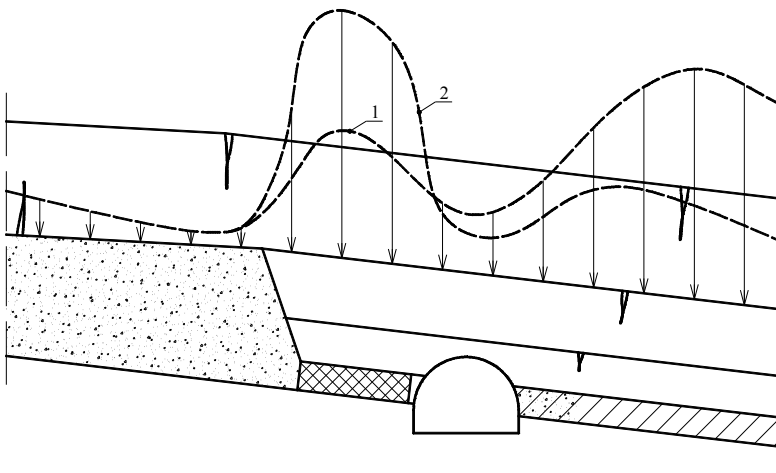


Рис. 17.6. Качественная схема нагружения охранной конструкции и крепи выемочного штрека: 1 – бутовая полоса; 2 – жесткая литая полоса

Малая реакция сопротивления и большая податливость в начальный период бутовой полосы (эпюра 1) приводит к тому, что породные слои основной кровли имеют значительный прогиб, образуя над выработкой зону шарнирно-блокового сдвижения. При этом породные слои надугольной толщи опускаются как на бутовую полосу, так и на рамную крепь выемочного штрека с формированием соответствующей высокой нагрузки. Для того, чтобы рамная крепь разгрузилась необходимо, чтобы ее податливость превышала податливость бутовой полосы. Если учесть предысторию работы рамы в опорной зоне впереди лавы, где частично или полностью уже реализована ее податливость, то требуемая суммарная величина податливости составит 600-1000 мм, иногда более, которую не способны обеспечить крепи типа КШПУ и КМП-А3, наиболее широко применяемые в выемочных выработках. К тому же происходит значительное уменьшение высоты выемочного штрека, достигающее 1200-1700 мм [35, 36], что недопустимо по условиям его дальнейшей эксплуатации. При значительном опускании породных слоев основной кровли со стороны смежного выемочного участка образуется зона высокого опорного давления, также негативно влияющая на устойчивость выработки. Весьма жесткая деформационно-силовая характеристика литой полосы способствует развитию высокого опорного давления в ее окрестности. Опускающиеся в выработанное пространство породные слои основной кровли получают жесткую опору в виде литой полосы, на которую действует не только нагрузка от веса вышележащих пород в области пролета породных балок над выемочной выработкой, но и зависающая над выработанным пространством консоль из породных слоев. Высокое опорное давление действует не только на литую полосу, но и распространяется в близлежащие к контуру выемочной выработки области породного массива. Со стороны выработанного пространства зона беспорядочного обрушения пород непосредственной кровли образует область разгрузки. Тогда основная часть опорного давления переносится на литую полосу, затрагивая также часть пород над выемочной выработкой. Если после прохода лавы и возведения литой полосы рамная крепь выемочной выработки не исчерпала своей конструктивной податливости, то благодаря последней крепь «уходит» от опорного давления и находится в зоне разгрузки под защитой литой полосы. По исчерпанию своей конструктивной податливости рамная крепь становится жестким элементом, воспринимающим на себя часть высокого опорного давления, сосредоточенного над литой полосой. Со стороны смежного выемочного участка (краевой части угольного пласта) наблюдается меньшее по величине опорное давление в силу двух причин: *во-первых*, частично нарушен угольный пласт в районе выемочной выработки и опора становится менее жесткой; *во-вторых*, зависающие породные консоли основной кровли получили более жесткую вторую опору в виде литой полосы. Таким образом, на рамную крепь воздействует неравномерная асимметричная нагрузка с максимумом со стороны литой полосы. Как известно [24, 38, 98] такому виду нагружения рамная крепь сопротивляется неудовлетворительно и ее несущая способность резко падает.

Другим негативным фактором является значительная концентрация нагрузок, передаваемых жесткой литой полосой на породную берму выемочного штрека, что способствует: во-первых, сколу части породной бермы, прилегающей к выработке, и тем самым создает высокую боковую нагрузку на стойку рамы; во-вторых, развитию интенсивного пучения почвы выработки даже в условиях залегания пород средней крепости [32, 41].

Другие типы охранных конструкций первой группы занимают промежуточное положение по условию формирования нагрузок на крепь выемочной выработки. Как видим, диаметрально противоположные деформационно-силовые характеристики охранных конструкций в сложных горно-геологических условиях не в состоянии обеспечить требуемую устойчивость выемочной выработки, которая бы позволила повторное ее использование без существенных ремонтно-восстановительных работ.

Идея создания охранных конструкций переменной по ширине жесткости далеко не нова, тем не менее и в настоящее время ведутся исследования в этом направлении. Главный принцип работы жестко-податливых охранных конструкций заключается в реализации двух основных факторов, обеспечивающих необходимую устойчивость выемочной выработки после прохода лавы: *первый* – перемещение зоны опорного давления, действующего на охранную конструкцию, в глубь выработанного пространства; *второй* – создание вокруг выемочной выработки разгруженной зоны с формированием максимально возможной симметричной эпюры нагрузки на рамную крепь в пределах ее несущей способности.

Одна из первых разработок в данном направлении заключается в сооружении двойной бутовой полосы [35, 36]: ближней к выемочному штреку – податливой, более удаленной – жесткой. Шахтные измерения в условиях ОАО «Павлоградуголь» показали существенное уменьшение смещений породного контура выемочных выработок при отработке пласта  $C_6$  на глубине 150 м. Так, сближения, почвы и кровли в сборном штреке не превышали 700 мм, в бортовом (предназначенном для повторного использования) – 400 мм. Нагрузка на податливую часть бутовой полосы составила 55-70% от нагрузки на жесткую часть. В совокупности резко снизились затраты на поддержание выемочных штреков: по сборным – в 4 раза; по бортовым – в 2,5-2,7 раза. Однако, значительная податливость бутовых полос в начальный период нагружения провоцирует развитие существенных смещений породного контура выемочных штреков и не исключает ремонтно-восстановительные работы при их повторном использовании.

По той же причине не удалось добиться в полной мере желаемого результата при охранных конструкциях, в которых в качестве податливого элемента служат бутовые полосы, бутокостры, накатные костры из деревянных и породных стоек; в качестве жесткого элемента – органная крепь из деревянных или породных стоек в полимерных рукавах. При этом все исследователи отмечают чрезвычайно высокую трудоемкость возведения перечисленных охранных конструкций с использованием практически только ручного труда.

Описанная в работе [99] жестко-податливая охранная конструкция является разновидностью двойной бутовой полосы и отличается только выбуриванием скважин на некоторую глубину угольного пласта со стороны смежного выемочного участка для создания в этой зоне податливой опоры. Аналогичная идея реализована в работе [100] на базе камуфлетного взрывания целиков и установке на берме выемочного штрека деревянной крепи как податливого элемента. Поэтому деформационно-силовая характеристика описанных охранных конструкций обладает теми же недостатками, что и двойные бутовые полосы.

Устранить главный недостаток вышеприведенных жестко-податливых охранных конструкций – значительную усадку в начальный период работы – возможно за счет сооружения литых полос, что и было осуществлено в работе [101] применительно к бурошнековой технологии выемки угля. Податливость части литой полосы, примыкающей к выемочному штреку, была осуществлена за счет введения в песчано-цементный раствор алюминиевой пудры и получения, таким образом, поризованного бетона. Это техническое решение обеспечило возможность повторного использования выемочного штрека, но в условиях пониженного опорного давления за счет сопротивления межскважинных и опорных целиков, оставляемых при бурошнековой технологии выемки угольного пласта. К достоинству такого способа охраны также необходимо отнести достаточно высокий уровень механизации возведения литых полос.

Тем не менее, существующие конструктивно-технологические схемы возведения жестко-податливых литых полос имеют ряд недостатков, которые вытекают из анализа геомеханических особенностей их взаимодействия с рамной крепью выемочной выработки и вмещающим породным массивом.

Первая особенность заключается в характере бокового нагружения стойки рамной крепи в районе литой полосы. Предварительно отметим, что жестко-податливая литая полоса может возводиться на некотором расстоянии (в глубь выработанного пространства) от рамной крепи и вплотную (непосредственный контакт) к ней. В первом варианте возведения литой полосы с некоторым отступлением от контура выемочного штрека преследуется основная цель сохранения устойчивости бермы штрека и снижение интенсивности пучения пород почвы, что в ряде случаев и достигается [32]. Однако здесь присутствует неудовлетворительный характер деформирования рамы, связанный с эпюрой ее нагружения. На участке контура рамы, соответствующем высоте литой полосы, боковая нагрузка практически отсутствует, то есть имеются условия относительно свободного деформирования рамы в сторону литой полосы, отстающей от нее на расстоянии 0,5-1 м [32]. Высокая вертикальная нагрузка на рамную крепь с асимметрией в сторону выработанного пространства (особенно после исчерпания ее конструктивной податливости) создает эпюру изгибающего момента в раме с одним из максимумов, расположенных на уровне высоты литой полосы [102, 103]. Этот максимум изгибает раму в сторону литой полосы, которая не оказывает необхо-

димого сопротивления перемещению рамы. К этому процессу добавляются еще два фактора, снижающих устойчивость рамной крепи. *Первый* – перемещение свода рамы под воздействием высокой вертикальной нагрузки: когда податливость рамы исчерпана и уменьшение контура в своде рамы требует компенсации длины на каких-либо других участках, самым ослабленным из которых в плане изгиба является участок в боку рамы по высоте литой полосы. *Второй* – пучение пород почвы, хотя и пониженной интенсивности, вызывает горизонтальное перемещение опоры стойки рамы к вертикальной оси выработки [103]. В результате рама приобретает неустойчивую форму к восприятию вертикальной нагрузки.

Условия нагружения рамной крепи для второго варианта расположения литой полосы [101] в непосредственном контакте с рамой реализуется за счет образования пор в отвердевшем песчано-цементном камне и его деформирование под воздействием опорного давления, то есть изначально формируется боковая нагрузка на стойку рамы как функция вертикальной нагрузки (опорного давления) [104], что повышает устойчивость рамы.

В силу более-менее постоянных геометрических и механических параметров по ширине как жесткой, так и податливой частей охранной конструкции эпюра их реакции также будет достаточно постоянна. Возможности регулирования эпюры заключаются лишь в соотношении величин реакции жесткой и податливой частей в определенном интервале, соответствующему техническим возможностям изменения механических характеристик материала податливой части. Подход по созданию переменной реакции отпоры по ширине податливой части охранной конструкции имеет определенную перспективу в плане регулирования нагрузки на рамную крепь и берму выемочного штрека. Переменная (по ширине податливой части) реакция и деформационно-силовая характеристика в целом (см. рис. 17.7, эпюра 2) способна обеспечить условия максимальной разгрузки пород непосредственно у контура выработки и регулировать эпюру нагрузки на рамную крепь и берму выемочной выработки в направлении повышения их устойчивости.

Таким образом, выдвигается четвертое требование к охранной конструкции – ее приштрековая часть должна иметь возможность разгрузки приконтурных пород с регулируемой характеристикой, являющейся функцией ее ширины. При этом диапазон регулирования данной функции должен быть достаточно широк и легко реализуемым технически.

Изложенные геомеханические требования к охранам конструкциям и комбинированной крепи нашли свое воплощение в разработанной схеме (рис. 17.8) для проведения вычислительного эксперимента по поддержанию конвейерного штрека в выработанном пространстве северной коренной лавы пласта  $m_4^0$ . Предлагается возводить позади лавы охранную конструкцию, жесткость которой постепенно увеличивается от контура штрека к выработанному пространству, то есть, реализуется идея охранного сооружения переменной жесткости.



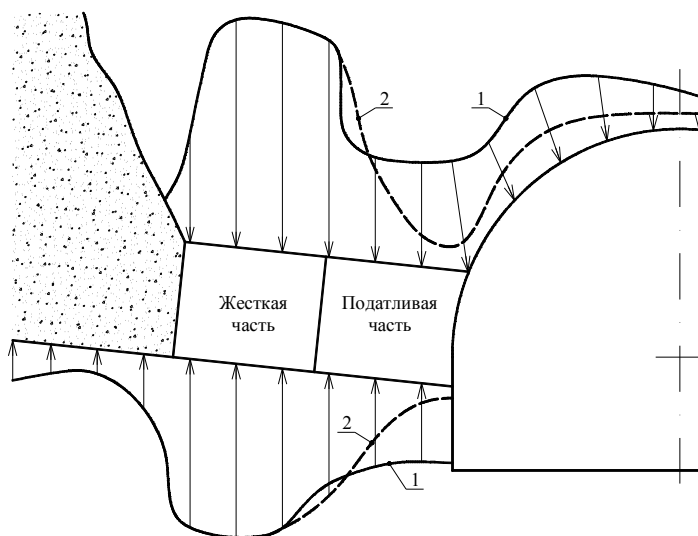


Рис. 17.7. Качественные схемы работы охранных конструкций:  
1 – жестко-податливая конструкция; 2 – полоса переменной жесткости

Наименее жесткий охранный элемент возводится непосредственно на берме шириной не менее 0,9 м (то есть, как минимум, равной высоте бермы). Он представляет собой, например, деревянные стойки, устанавливаемые вдоль выработки с шагом 0,8 м под брус, что ограничивает изгиб стоек рамной крепи в сторону выработанного пространства. Промежуток между ними по длине штрека закладывается бутовым камнем. Пониженная жесткость этого охрannого элемента обусловлена: рассредоточением деревянных стоек, выполняющих в основном функцию поддержания непосредственной кровли в районе бермы; усадкой забутовки межрядного пространства деревянных стоек. Вторая, не менее важная, функция приштрековой полосы из породы и стоек заключается в формировании минимальной нагрузки на приштрековую часть бермы; это необходимо как для обеспечения ее устойчивости, так и для ограничения пучения пород почвы. Исследования [101] устойчивости бермы штрека показывают, что ее скол предотвращается при отнесении более жесткого грузонесущего охрannого элемента в глубь выработанного пространства на расстояние не менее высоты бермы, что и предусмотрено в рекомендуемой схеме охраны. Наиболее податливая часть охрannой конструкции воспринимает пониженную нагрузку со стороны непосредственной кровли, которая, к тому же, упрочнена анкерной крепью – следовательно, приконтурные породы (со стороны выработанного пространства) относительно разгружены и они формируют меньшее как вертикальное, так и боковое давление на рамную крепь. Одновременно, пониженное дав-

ление на приконтурную часть бермы в совокупности с ее упрочнением двумя рядами анкеров повышает целостность бермы, которая более равномерно передает пониженную нагрузку на почву штрека, что снижает интенсивность пучения почвы; кроме того, экспериментально установлено [35, 36], что отнесение более жесткого охранного элемента в глубь выработанного пространства не только снижает интенсивность пучения, но и сглаживает его неравномерность по ширине штрека, снижая максимум в районе бермы.

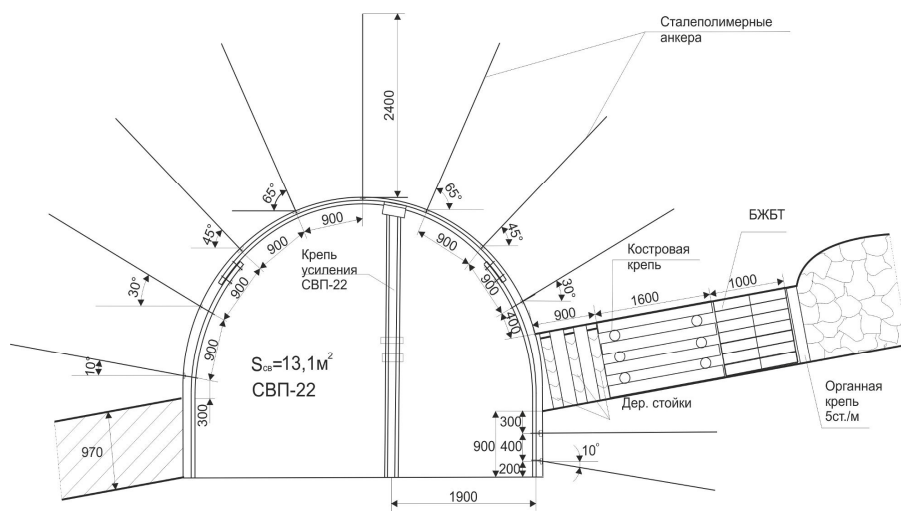


Рис. 17.8. Схема крепления и охраны конвейерного штрека северной коренной лавы пласта  $m_4^0$

Разгрузка приконтурных пород штрека, согласно фундаментального закона сохранения энергии, предполагает также формирование зоны опорного давления, которому сопротивляется жесткая часть охранной конструкции. Но, по нашему мнению, целесообразно постепенное повышение жесткости элементов при движении в сторону выработанного пространства. Поэтому, к податливой части охранной конструкции примыкает элемент средней жесткости в виде одного или двух рядов костров, выкладываемых вдоль штрека (см. рис. 17.8). Жесткость костров можно регулировать посредством возведения бутокостров или кустокостров; это решение следует принимать по результатам оценки состояния охраняемого штрека в процессе его эксплуатации, чтобы не производить неоправданного увеличения материальных и трудовых затрат при сооружении средней части охранной конструкции. Нагрузка, воспринимаемая кострами и передаваемая на берму штрека, формируется средней величины благодаря двум факторам: во-первых, относительно невысокая жесткость костров изначальной конструкции (без бутового

камня и кустов деревянных стоек); *во-вторых*, благодаря длине анкеров 2,4 м над костровой крепью упрочнены породы непосредственной кровли, а под ней – породы бермы штрека. Таким образом, костровая крепь при восприятии части опорного давления не провоцирует разрушения бермы, влекущее повышенное боковое давление на стойку рамы и интенсификацию пучения почвы.

За костровой крепью возводится жесткая часть охранной конструкции из двух рядов железобетонных плит БЖБТ (или подобных изделий), призванная воспринимать основное опорное давление пород непосредственной и основной кровли. Благодаря удалению жесткой части на расстояние, примерно 2-2,5 м добиваемся следующих позитивных результатов: *во-первых*, вокруг штрека образуется область разгруженных пород с пониженным давлением на рамную крепь; *во-вторых*, зона ПГД перемещается в глубь выработанного пространства, что повышает устойчивость приконтурной части бермы и снижает пучение почвы штрека.

Последний элемент комбинированной охранной конструкции – один или два ряда органной крепи, основная функция которой состоит в провоцировании обрушения породных консолей, зависающих над выработанным пространством. Обрезная органная крепь также воспринимает часть опорного давления благодаря своей жесткости при сжатии деревянных стоек вдоль волокон.

В целом, принятый к исследованию вариант охранной конструкции соответствует современным принципам управления горным давлением при поддержании конвейерного штрека на границе с выработанным пространством для повторного использования с последующим проведением соответствующего объема ремонтно-восстановительных работ.

## ВЫВОДЫ

1. Применение рамно-анкерной крепи с установкой непосредственно в забое проводимого конвейерного штрека позволяет:

- повысить сопротивление стоек рамы боковому давлению и несущую способность крепи КМП-А3 в целом;
- обеспечить устойчивость бермы штрека на расстоянии не менее 2,4 м в сторону выработанного пространства;
- снизить проявления пучения почвы штрека со стороны лавы;
- упрочнить породы непосредственной кровли, что резко повышает несущую способность крепежной конструкции и улучшает условия поддержания конвейерного штрека путем ограничения смещения породного контура выработки.

2. Инвентарная крепь усиления верхняка рамной крепи обеспечивает повышение ее несущей способности и ограничивает опускания кровли; устанавливается в зоне активных сдвижений углевмещающей толщи – впереди

очистного забоя на расстоянии не менее 30 м и позади лавы – не менее 50 м.

3. Рекомендуется применять охранную конструкцию переменной жесткости, состоящую из крепежных деревянных стоек с породной забутовкой, козловой крепи, железобетонных плит БЖБТ и органной обрезной крепи. Такая комбинация позволяет:

- разгрузить приконтурные породы вокруг штрека, что тождественно снижению нагрузки на его крепь;

- снизить давление на приконтурную часть бермы, что повышает ее устойчивость, снижает боковую нагрузку на стойки рам и интенсивность пучения почвы;

- сместить зону опорного давления в глубь выработанного пространства, что существенно повысит устойчивость конвейерного штрека;

- спровоцировать обрушение зависающих консолей на границе с выработанным пространством за счет обрезной органной крепи, что снижает концентрацию нагрузок в зоне ПГД.

## 18. ПОСТРОЕНИЕ, ОБОСНОВАНИЕ И ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА ПЛАСТА $m_4^0$

### 18.1. ОБОСНОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК УГЛЕВМЕЩАЮЩЕЙ ТОЛЩИ ПОРОД

Главный критерий выбора базового участка штрека для модели предусматривает наиболее сложные горно-геологические условия его поддержания в плане интенсивности проявлений горного давления. Предположительно более активное горное давление будет развиваться на максимальной глубине размещения штрека и при залегании в кровле более слабых пород алевролита и аргиллита повышенной мощности и более крепкого песчаника пониженной мощности. По этим условиям проанализированы данные геологических изысканий с использованием горно-геологического прогноза вдоль конвейерного штрека и сводной литологической колонки, представленных

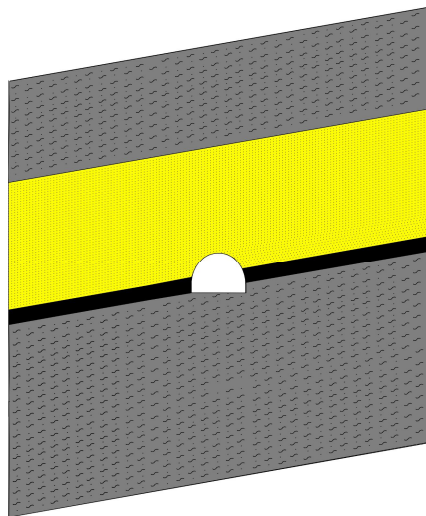


Рис. 18.1. Модель структуры углевмещающей толщи пласта  $m_4^0$  на базовом участке конвейерного штрека

геологической службой шахты «Белицкая». Максимальная глубина конвейерного штрека зафиксирована на участке между скважинами НД-4870 и НД-4876, которая составляет  $H = 244$  м. На этом участке в кровле залегает песчаник мощностью 9,65-10,2 м; выше размещен алевролит мощностью 3,0-19,4 м, который в р-не скважины НД-4876 частично замещается песчаником мощностью до 3,3 м. Но в районе максимальной глубины расположения конвейерного штрека указанный песчаник вырождается и второй слой кровли представлен исключительно алевролитом, если пренебречь пластом  $m_4^1$  мощностью всего 0,16 м. Очевидно, рассматриваемый участок конвейерного штрека будет характеризоваться наиболее интенсивным проявлением горного давления по горно-геологическому фактору, а по горнотехническому фактору

здесь следует ожидать первичной посадки основной кровли, что также провоцирует повышенное горное давление. Поэтому для расчета НДС системы «массив-крепь-охранная конструкция» выбран указанный участок

штрека и, если будет обеспечена его устойчивость, то на других участках, более благоприятных с точки зрения проявлений горного давления, устойчивость штрека будет более высокой.

Модель структуры близлежащего породного массива в окрестности конвейерного штрека северной коренной лавы пласта  $m_4^0$  приведена на рис. 18.1 и включает следующие литологические разности в порядке увеличения глубины их расположения: алевролит мощностью 8,0 м, который в зоне влияния очистных работ, и особенно после прохода лавы, расслаивается на несколько слоев; песчаник мощностью 10,0 м, который, предположительно, также подвержен расслоению, а в выработанном пространстве разделению на породные блоки; угольный пласт  $m_4^0$  вынимаемой мощности 0,97 м; породы почвы представлены единым слоем алевролита мощностью 15,0 м. Тогда в целом высота модели (по вертикальной координате  $Y$ ) углевещающей толщи составила около 34 м. Ширину модели (по горизонтальной координате  $X$ ) принимаем 60 м из соображений, чтобы граничные условия ее нагружения по боковым граням не влияли на НДС системы вблизи конвейерного штрека; при этом в сторону падения пласта расстояние от штрека принято 15 м, в сторону восстания 40 м, так как здесь будет моделироваться прогиб и обрушение в выработанное пространство породных слоев надугольной толщи.

Конвейерный штрек в соответствии с предварительными рекомендациями проводится с подрывкой почвы со стороны восстания на глубину 0,9 м, со стороны падения почва угольного пласта совмещается с почвой выработки, что объективно отражено в модели. Глубина расположения верхней плоскости алевролита второго слоя кровли (верхняя граница модели) составляет  $H = 225$  м.

*Условия на границах модели.* Верхняя горизонтальная плоскость модели имеет отметку 225 м, что при средневзвешенном объемном весе пород  $\gamma = 25$  кН/м<sup>3</sup> формирует вертикальную нагрузку на верхней границе модели  $\sigma_y = \gamma H = 5,63$  МПа, которая принята в расчетах. Нижняя граница модели имеет жесткую опору и служит плоскостью начала отсчета вертикальной координаты  $Y$ . По боковым плоскостям модели введено условие плоской деформации, что отвечает реальному механизму деформирования массива и широко используется в механике подземных сооружений [24-27]. Согласно этому условию в нетронутом массиве действуют горизонтальные сжимающие напряжения

$$\sigma_x = \lambda \gamma H = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H, \quad (18.1)$$

где  $\mu$  – коэффициент Пуассона рассматриваемого породного слоя или пласта угля.

Помещая в базу данных сведения о механических характеристиках углевмещающей толщи (в том числе и величины  $\mu$ ), автоматически смоделировано воздействие горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  на боковых границах модели. Точка отсчета по координате  $X$  совпадает с вертикальной осью выработки.

Третье измерение модели (толщина по координате  $Z$ ) совпадает с продольной осью выработки и составляет 4 м (в тестовом расчете) для построения шести комплектов рамных крепей с шагом установки 0,8 м. Крайние рамы разрезаны по вертикальной оси спецпрофиля СВГ для симметрии модели по координате  $Z$ . Условия плоской деформации вводятся также по плоскостям, ограничивающим толщину модели, где действуют сжимающие напряжения (нетронутого массива)

$$\sigma_Z = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H. \quad (18.2)$$

Начало отсчета по координате  $Z$  помещено в середину модели (по ее толщине), то есть на расстоянии 2,0 м от боковой граничной плоскости.

Кроме компонент поля напряжений в модели анализируется также величина приведенных напряжений  $\sigma$ . По общепринятому для горных пород закону Кулона-Мора [24-27]

$$\sigma = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3, \quad (18.3)$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – максимальное и минимальное главные напряжения по элементарному объему;

$\varphi$  – угол внутреннего трения породы.

Для рамной крепи и арматуры анкеров угол внутреннего трения полагается равным нулю [28] в соответствии с классической теорией прочности металлов.

Требование достижения максимально возможной степени адекватности моделирования геомеханических процессов в окрестности конвейерного штрека предполагает не только построение реальной структуры углевмещающей толщи, но и описание наиболее достоверных (в пределах интервалов вариации характеристик) механических свойств каждого из элементов системы «массив-крепь-охранная конструкция». В этом плане наибольшие трудности моделирования связаны с отражением реального поведения горной породы на всех стадиях ее деформирования: упруго-пластическое, разупрочнение и разрыхление (на стадии так называемого «руинного» разрушения). Учет всех стадий деформирования особенно необходим для слабых и средней крепости горных пород, слагающих углевмещающую толщу пласта  $m_4^0$ .

В связи с вышеизложенным в разработанной модели углевмещающей толщи пласта  $m_4^0$  применяется так называемая полная диаграмма деформирования (от начала нагружения до полного разрушения материала), которое характеризуется четырьмя параметрами:  $\sigma_{сж}$  – предел прочности на одноосное сжатие ненарушенной породы,  $\sigma_{сж}^o$  – остаточная прочность по завершении процесса ее разупрочнения,  $E$  – модуль деформации породы (являющийся линейной аппроксимацией упруго-пластического участка деформирования),  $M$  – модуль спада (являющийся линейной аппроксимацией участка разупрочнения породы).

Такая апробированная в геомеханических исследованиях диаграмма деформирования породы требует расширенной информации о механических характеристиках углевмещающей толщи, которой не обладает геологическая служба ни одной из шахт Украины. Поэтому предложен следующий подход к формированию базы исходных данных. Прежде всего, используется информация о свойствах пород по отобранным близлежащим скважинам (в пределах высоты модели): описание структуры каждого породного слоя и угольного пласта, их предел прочности на одноосное сжатие, определяемые в ходе геологических изысканий на исследуемом участке шахтного поля. По некоторым скважинам иногда можно встретить более расширенную информацию, например: предел прочности на растяжение, модуль упругости, модуль сдвига, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения. Эти данные используются косвенным образом для оценки упруго-пластических свойств породы и степени хрупкости ее разрушения, которые позволяют предположить интервалы изменения параметров ( $E$ ,  $M$  и  $\sigma_{сж}^o$ ) полной диаграммы деформирования. Далее анализируются результаты исследований механических свойств, представленных в модели пород по литературным источникам. В этом плане наиболее широкомасштабные исследования полной диаграммы деформирования пород углевмещающей толщи Донбасса выполнены в ИГТМ им. Н.С. Полякова НАН Украины [38-40], по данным которых для каждого типа породы подбираются недостающие механические характеристики. В результате такого комплексного подхода составлена база данных механических свойств пород углевмещающей толщи на экспериментальном участке выработки, которая приведена в табл. 18.1 и использована в расчетах НДС системы «массив-крепь-охранная конструкция». В геомеханических расчетах обычно использу-

ется относительная остаточная прочность  $\frac{\sigma_{сж}^o}{\sigma_{сж}}$  и относительный модуль

спада  $\frac{M}{E}$ , которые также указаны в табл. 18.1.



Таблица 18.1

№ п/п	Тип породы	$\sigma_{сж}$ , МПа	$E \cdot 10^4$ , МПа	$\frac{\sigma_{сж}^0}{\sigma_{сж}}$	$\frac{M}{E}$
1	Алевролит	40,0	1,0	0,15	2,0
2	Песчаник	60,0	3,0	0,1	4,0
3	Угольный пласт $d_4^1$	15,0	0,3	0,2	1,0
4	Алевролит	40,0	1,0	0,15	1,5

### 18.2. ОБОСНОВАНИЕ РАЗМЕРОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-КРЕПЬ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ»

Минимально достаточные размеры модели (по координатам  $Y$ ,  $X$  и  $Z$ ) определены по условию стабилизации поля напряжений по ее границам в соответствии с начальным негидростатическим состоянием нетронутого массива. Такой критерий обеспечивает (с общепринятой допускаемой погрешностью до 10%) минимальное влияние граничных условий по поверхностям модели на НДС системы «массив-крепь-охранная конструкция». Для выполнения указанного мероприятия построена тестовая модель, анализ НДС которой дал следующие результаты.

Вертикальные напряжения  $\sigma_y$  на верхней границе модели распределены практически равномерно с отклонением не более 3,9% по отношению к величине нетронутого массива  $\gamma H = 5,63$  МПа. На нижней границе модели колебания  $\sigma_y$  не превышают 4,3% по отношению к  $\gamma H = 6,48$  МПа. На боковых

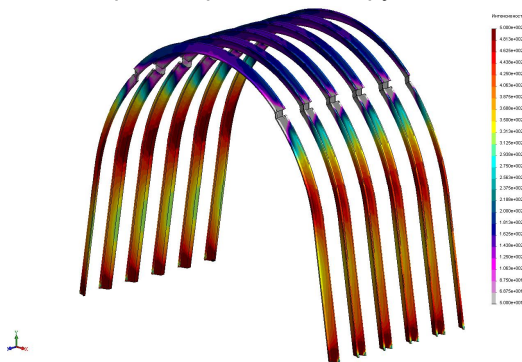


Рис. 18.2. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи тестовой модели

границах модели  $\sigma_y$  монотонно возрастает от 20 МПа до 21,05 МПа с отклонениями не более 6,2% от соответствующей величины  $\gamma H$  нетронутого массива. Таким образом, возмущения компоненты  $\sigma_y$  вблизи пластовой выработки снижаются при движении к границам модели (по координатам  $Y$  и  $X$ ) и практически стабилизируются, приближаясь к  $\gamma H$  нетронутого массива с допустимой для горнотехнических расчетов погрешностью. Следовательно-

но, по фактору распределения поля вертикальных напряжений  $\sigma_y$  размеры модели вполне достаточны.

Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  наилучшим образом (отклонения до 2,5%) стабилизируются на нижней границе модели и составляют 2,8 МПа при коэффициенте Пуассона нижнего породного слоя (алевролит)  $\mu = 0,30$ . На верхней и боковых границах тестовой модели наблюдаются более существенные колебания  $\sigma_x$  в сравнении с формулой (18.1), что объясняется возникновением дополнительных напряжений  $\sigma_x$  от прогиба породных слоев в направлении выработки и не противоречит классическим положениям механики подземных сооружений. Однако, эти возмущения  $\sigma_x$  никоим образом не сказываются на поле напряжений  $\sigma_x$  в окрестности выемочного штрека, так как связаны с краевыми эффектами закрепления модели и имеют весьма удаленные от выработки локальные области, максимальные размеры которых составляют 0,7 м на левой границе и 3,5 м на правой границе при размерах самой модели 34 × 60 м. Таким образом, по фактору распределения поля горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  размеры модели выбраны обоснованно.

Касательные напряжения  $\tau_{xy}$  имеют возмущения в окрестности выработки на глубину до 8 м, а на границах модели практически исчезают, что обусловлено пологим падением пласта  $m_4^0$  ( $\alpha = 10^\circ$ ) и по этой причине несущественной разницей между векторами главных напряжений  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и векторами напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$ . Следовательно, по фактору распределения поля касательных напряжений  $\tau_{xy}$  требование наличия на границах модели начального состояния нетронутого массива выполняется полностью.

Приведенные напряжения  $\sigma$  являются определенной комбинацией компонент  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$  по формуле (18.3), поэтому имеют аналогичные вполне удовлетворительные отклонения от исходного негидростатического состояния на границах модели.

Выше рассмотрено НДС по плоскостям, ограничивающим модель по высоте и ширине. Необходимо также оценить достаточность толщины (6 комплектов рам,  $Z = 4$  м) модели, где главным условием является стабильность поля напряжений в центральной части толщины (рамы №3 и №4). Здесь наиболее ярким показателем являются НДС рамной крепи, где наблюдается наибольший градиент изменения напряжений в модели. Для наглядности на рис 18.2 показана эпюра приведенных (интенсивность) напряжений  $\sigma$ , по результатам анализа которой можно сделать такие выводы:

- поле  $\sigma$  в центральных рамах (№3 и №4) практически не отличаются друг от друга;
- поле  $\sigma$  в рамах №2 и №5 имеет отклонения от центральных рам (№3 и

№4), не превышающие 6,8% в районах сосредоточения максимумов  $\sigma$ .

Таким образом, толщины модели в 4 м вполне достаточно для избежания краевых эффектов (по координате  $Z$ ) и выполнения достоверного расчета НДС.

В итоге, анализ поля напряжений в тестовой модели позволяет утверждать, что ее размеры  $34 \times 60 \times 4$  м вполне достаточны для достоверного описания процесса деформирования геомеханической системы «массив-крепь-охранная конструкция».

### **18.3. ОБОСНОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОДРАБОТАННОГО ПОРОДНОГО МАССИВА КРОВЛИ ПОЗАДИ ЛАВЫ**

Структура и свойства пород кровли после прохода очистного забоя моделируются в соответствии с современными представлениями о геомеханических процессах сдвигания подработанного углевмещающего массива на пологих пластах Донбасса.

Позади очистного забоя в первую очередь происходит обрушение непосредственной кровли, представленной нижней частью песчаника мощностью 2,0 м.

В выработанном пространстве образуется зона беспорядочного обрушения [33, 34] высотой равной  $h_{o,\delta} = 0,97...1,62$  м; принимаем  $h_{o,\delta} = 1,5$  м (рис. 18.3), тогда оставшаяся мощность непосредственной кровли составит 1,5 м.

Модуль деформации обрушенных пород принят на базе исследований [35, 36]  $E_{\delta,o} = 50$  МПа.

Основная кровля моделируется суммарной мощностью 16 м, в которой выделяются две классические зоны – шарнирно-блокового сдвигания и плавного прогиба слоев без нарушения сплошности.

Ввиду жесткости и хрупкости песчаника в кровле на всю его мощность (за исключением зоны беспорядочного обрушения) образуется зона шарнирно-блокового сдвигания путем отделения слоев мощностью 2 м и их разделения на породные блоки. Размер блоков увеличиваются [34, 35, 105] от пониженных значений за счет вторичного дробления на контакте с зоной беспорядочного обрушения до повышенных значений на контакте с зоной плавного прогиба без нарушения сплошности, что отражено на схеме рис. 18.3. Последнюю по высоте зону прогиба слоев представляют два породных слоя алевролита (мощностью по 4 м), которые в виду своих пониженных деформационных характеристик наиболее соответствует этой задаче.

Обычно, боковая граница шарнирно-блокового сдвигания определяется по величине  $\psi$  внутреннего угла полных сдвижений, значение которых для пологих пластов Донбасса оценивается специалистами несколько неоднозначно. Так, проф. Зборщик М.П. указывает [34] на величину  $\psi = 65...70^\circ$ ; проф. Савостья-



которых многократно меньше средних размеров элементов углевмещающей толщи, что требует более мелкой конечноэлементной сетки и существенно увеличивает продолжительность расчетов даже при использовании достаточной мощной компьютерной техники. Тем не менее, в данных исследованиях решена задача адекватного отражения конструкции рамной крепи КМП-А3-13,1. Форма и размеры крепи КМП-А3-13,1 (помимо анкеров и охранной конструкции) отражены (рис. 18.4) в соответствии с [54]. Рамы изготовлены из спецпрофиля СВП-22 с шагом установки  $L = 0,8$  м вдоль выработки. Смоделировано реальное поперечное сечение спецпрофиля СВП-22 с точным отображением конструкции межрамного ограждения из металлической сетки. Спецпрофиль СВП изготавливается из стали Ст.5 [38] с механическими характеристиками: расчетный предел текучести  $\sigma_T = 270$  МПа, модуль упругости  $E^P = 21 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^P = 0,3$ . Эти характеристики приняты к расчету при моделировании полной диаграммы деформирования Ст.5, включающей упругую стадию ( $\sigma < \sigma_T$ ), площадку практически идеальной текучести ( $\sigma = \sigma_T$ ) и стадию упрочнения металла до величины временного сопротивления  $\sigma^e = 560$  МПа на разрыв ( $\sigma_T < \sigma \leq \sigma^e$ ). Отражение полной диаграммы деформирования Ст.5 позволяет учесть появление и развитие пластических деформаций в раме, наблюдаемые в шахтных условиях.

Особенности моделирования замка податливости изложены в §7.3. Такой подход способствует повышению адекватности моделирования реальному объекту.

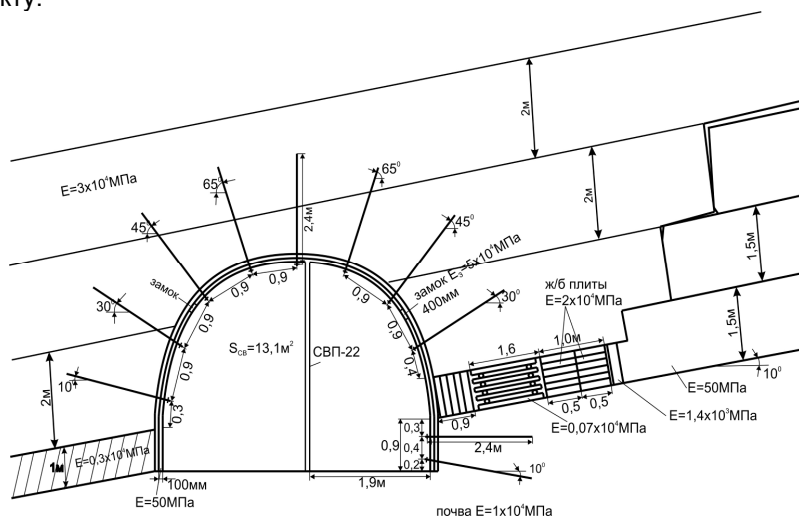


Рис. 18.4. Схема комбинированной крепи и охранной конструкции на сопряжении северной коренной лавы пласта  $m_4^0$

Конструкция анкеров, которые относятся к разновидности сталеполимерных, отображена максимально достоверно. Анкера изготовлены длиной 2400 мм из арматурной стали Ст.3 периодического профиля диаметром 24 мм. Механические свойства стали Ст.3 моделируются по полной диаграмме деформирования и согласно [28] имеют такие значения: предел текучести  $\sigma_T^a = 220$  МПа, временное сопротивление на разрыв  $(\sigma^e)^a = 380...470$  МПа, модуль упругости  $E^a = 21 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^a = 0,3$ . Анкера вводятся в шпурь диаметром 28 мм и длиной 2300 мм. Пространство между арматурой и породными стенками шпура заполнено быстротвердеющим полимерным составом, механические характеристики которого в имеющейся технической документации не приведены. Поэтому усредненные механические характеристики полной диаграммы деформирования быстротвердеющего полимерного состава взяты из исследований [40]: предел прочности на сжатие  $\sigma_{с,ж}^{n,a} = 80$  МПа, далее имеет место площадка текучести, аналогичная металлам; модуль деформации при сжатии  $E^{n,a} = 0,25 \cdot 10^4$  МПа; коэффициент Пуассона  $\mu^{n,a} = 0,4$ . Опорная плита анкера моделируется размером 180×180×8 мм с механическими характеристиками стали Ст.3. Помимо полного конструктивного соответствия по критерию максимально достоверного моделирования необходимо отобразить реальный режим работы сталеполимерного анкера. Обширные исследования данного вопроса, приведенные в горнотехнической литературе, позволяют утверждать, что сталеполимерный анкер, закрепляемый по всей его длине, имеет весьма жесткую деформационно-силовую характеристику, то есть не допускает сколь-нибудь существенную податливость вплоть до момента разрыва арматуры. Величина податливости сталеполимерного анкера (согласно имеющимся экспериментальным исследованиям) обусловлена в основном растяжением арматуры и не превышает нескольких миллиметров. Более значительная податливость анкера возможна только при нарушении контакта арматуры с породными стенками шпура (низкая адгезия). Поэтому наиболее объективным будет моделирование контакта арматуры с породными стенками шпура как жесткого с однородными начальными условиями контакта по всей длине шпура.

Схема расположения анкеров в поперечном сечении конвейерного штрека приведена на рис. 18.4 и соответствует предварительным рекомендациям, приведенным в §17.3.

– в берме штрека устанавливаются два анкера с координатами, указанными на схеме; эти два ряда анкеров связаны со стойками рамы канатами, как показано на рис. 17.2 и 17.3;

– в непосредственной кровле пласта устанавливается анкер под углом  $30^\circ$  также соединенный со стойками рамы ниже замка податливости;

– в кровле выработки по контуру верхняка рамы устанавливается пять анкеров, координаты расположения которых в соответствии со схемами (рис

17.1 и рис. 17.8) подобраны таким образом, чтобы произвести равномерное по объему приконтурных пород их упрочнение; указанные анкера в кровле не связаны с верхняками рам;

– в борту выработки со стороны падения пласта устанавливаются два боковых анкера в районе криволинейной части стойки и соединяются с ней канатами;

– общая задача анкеров – сформировать в непосредственной кровле грузонесущую армопородную плиту, которая в левом боку выработки опирается на угольный пласт, а в правом боку – на охранную конструкцию штрека; если плита будет сохранять достаточную целостность, то кровля штрека будет в устойчивом состоянии, так как благодаря конструктивной податливости верхняка рамы он «уйдет» от повышенных вертикальных нагрузок со стороны упрочненной плиты.

Рекомендации по выбору конструкций охранного элемента основаны на накопленном опыте поддержания выемочных штреков позади очистного забоя и ее сущность отражены на схемах рис. 17.8 и рис. 18.4:

– на бровке штрека шириной 0,9 м пробивается три ряда деревянных стоек диаметром 15-18 см, модуль деформации которых при сжатии вдоль волокон принят  $E_{\partial,cm} = 1,4 \cdot 10^4$  МПа согласно данным [28];

– забутовка межрядного пространства согласно исследованиям [35, 36] при выкладке вручную характеризуется модулем деформации  $E_{\partial ym} = 20$  МПа;

– костровая крепь в чистом виде имеет усредненный модуль деформации  $E_{кост} = 700$  МПа при сжатии стоек поперек волокон согласно [28]; при бутостре  $E_{кост.б} = 800$  МПа, при кустоостре  $E_{костр.к} = 1 \cdot 10^4$  МПа; коэффициент поперечной деформации забутовки  $\mu_{\partial ym} = 0,4$ , согласно исследованиям [43];

– железобетонные плиты БЖБТ (или аналогичной конструкции) моделируются с модулем деформации  $E_{жс/\delta} = 2 \cdot 10^4$  МПа и коэффициентом Пуассона  $\mu = 0,2$  согласно данным [28];

– обрезной ряд органной крепи из деревянных стоек диаметром 15-18 см характеризуется модулем деформации  $E_{орз} = 1,4 \cdot 10^4$  МПа.

Породы зоны беспорядочного обрушения (за охранной конструкцией) по исследованиям [34, 35] характеризуются модулем деформации  $E_{обр} = 50$  МПа.

В итоге, обоснованы параметры всех основных элементов системы «массив-крепь-охранная конструкция», по которым выполнен расчет ее НДС.

## 18.5. ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ НА АДЕКВАТНОСТЬ РЕАЛЬНОМУ ОБЪЕКТУ

Задача данного этапа – проанализировать, в какой мере результаты расчета НДС системы «массив-крепь-охранная конструкция» соответствуют (или не противоречат) классическим положениям механики подземных сооружений, существующим представлениям о процессах сдвижения слоистого массива в полость выработки, а также визуальным наблюдениям состояния выемочных выработок. В случае положительной оценки разработанная геомеханическая модель рекомендуется к использованию для прогноза состояния выработок и обоснования технических решений по их креплению и охране.

На эпюре вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в окрестности выработки четко прослеживаются зоны разгрузки в кровле и почве, а также зона повышенного горного давления в боках, что вполне согласуется с существующими положениями механики подземных сооружений. В зоне ПГД в боках выработки имеются области, где  $\sigma_y$  превышает предел прочности на сжатие угля и алевролита, залегающего в непосредственной почве пласта  $m_4^0$ ; здесь образуются локальные области предельного состояния алевролита, создающие повышенное боковое давление на стойки рамы и приводящие к их изгибу с образованием пластических зон в самой стойке (как раз на участках, примыкающих к алевролиту). В почве выработки зона разгрузки обширнее, чем в кровле, что связано, на наш взгляд, с тем, что кровля выработки упорочнена анкерами.

Обращает внимание характер распределения  $\sigma_y$  по длине анкеров: наиболее нагруженными растягивающими усилиями  $\sigma_y$  являются: заглубленный и примыкающий к выработке участки; средний участок длины анкера разгружен. Такое поведение анкера, закрепляемого по всей длине шпура, описано во многих исследованиях процессов анкерного упрочнения: преимущественное развитие перемещений породного контура выработки в сравнении с заглубленным концом заставляет арматуру анкера растягиваться и перемещаться совместно с породными стенками шпура; обычно величина перемещения анкера совпадает с перемещением породы в районе его середины (это разгруженный участок длины анкера), а по концам анкера перемещение породы или больше (контур выработки) или меньше (заглубленный конец), что обуславливает растяжение анкера и его ответную реакцию сжатия на прилегающий объем пород. Следовательно, полученный результат согласуется с существующими представлениями о механизме анкерного упрочнения пород.

В рамной крепи верхняк достаточно разгружен от  $\sigma_y$ , так как находится под защитой упрочненной анкерами кровли, а стойки (собирающие вертикальную нагрузку по контуру рамы) подвержены значительным напряжениям



$\sigma_y$  с появлением локальных пластических областей в районах примыкания алевролита.

Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  более однородна. Появляются растягивающие  $\sigma_x$  в почве, которые разупрочняют непосредственную часть основной почвы и могут вызвать развитие пучения. Особо высокая концентрация сжимающих  $\sigma_x$  наблюдается в углах выработки (в районе опор стоек) и их величина превышает  $\sigma_{сжс}$  алевролита, что формирует область предельного состояния и повышенную боковую нагрузку в районе опор стоек. По высоте боков выработки также появляются области растягивающих напряжений  $\sigma_x$ , разупрочняющие породу. Это обусловлено изгибом приконтурной части угольного пласта и пород непосредственной кровли за счет действия повышенных вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в этой области. Данный фактор усиливает боковую нагрузку на стойки рамы. В непосредственной кровле появляется концентрация сжимающих  $\sigma_x$ , обусловленная упрочняющим действием анкеров: они формируют в кровле подобие грузонесущей армопородной плиты, в которой при изгибе наблюдается сжатие в верхней ее части, а в нижней – небольшие растягивающие  $\sigma_x$ . Эта картина полностью соответствует сложившимся представлениям о механизме упрочняющего действия анкеров. Четко прослеживается растяжение крайнего анкера, имеющего наименьший угол наклона к оси  $X$ , что подтверждает адекватность моделирования анкерной крепи, также как и то, что в арматуре анкеров преимущественно вертикального расположения (как более жестком теле) действуют повышенные сжимающие  $\sigma_x$  в сравнении с породными стенками шпура.

В рамной крепи повышенная боковая нагрузка формирует сжимающие  $\sigma_x$  в верхняке. В стойках рамы действует весьма пониженные сжимающие  $\sigma_x$ , вносящие небольшой вклад в появление пластических зон по сравнению с  $\sigma_y$ .

Эпюра распределения приведенных напряжений  $\sigma$  подтверждает описанные выше закономерности: более глубокая степень разгрузки пород в непосредственной почве; относительно однородное поле пониженных  $\sigma$  в заанкерванной кровле, обуславливающее ее устойчивое состояние; зона ПГД в боках выработки относительно небольших размеров (до 4-5 м), в которой разрушению подвержены только локальные области алевролита в непосредственной почве. Уровень приведенных напряжений  $\sigma$  в арматуре анкеров не вызывает ее пластического течения.

Таким образом, проведенное тестирование части геомеханической модели системы «массив-крепь-охранная конструкция» не выявило принципиальных противоречий с современными исследованиями процессов сдвиге-

ния углевмещающей толщи в окрестности пластовой выработки, с одной стороны, и шахтными наблюдениями – с другой, что обосновывает целесообразность применения разработанной модели для прогнозной оценки состояния выработок пласта  $m_4^0$  шахты «Белицкая».

Геомеханическая модель открыта для ее совершенствования (по результатам шахтных исследований) в части учета ослабляющих породу факторов и конструктивно-технологических особенностей схем сооружения и поддержания выработок.

## 19. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «МАССИВ-КРЕПЬ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ» КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА

Анализ напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы проведен по трем основным компонентам напряжений: вертикальным  $\sigma_y$ , горизонтальным  $\sigma_x$  и приведенным  $\sigma$  напряжениям, по которым производится комплексная оценка устойчивости того или иного элемента, входящего в систему. Главная задача анализа НДС – оценить состояние вмещающих пород, крепи штрека и его охранной конструкции и при необходимости внести коррективы в схему крепления и охраны для обеспечения устойчивости конвейерного штрека при его повторном использовании. Исследование НДС системы разбито на три составляющих объекта: породный массив в окрестности конвейерного штрека; его комбинированная крепь со всеми основными элементами и охранная конструкция.

### 19.1. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ПРИКОНТУРНОГО МАССИВА ПОРОД

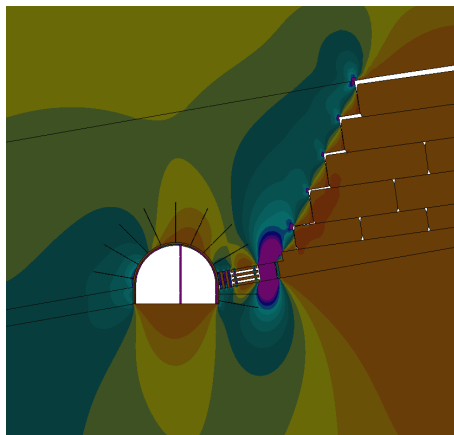


Рис. 19.1. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в системе «массив-крепь-охранная конструкция»

Эпюра распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  приведена на рис. 19.1. В кровле штрека четко прослеживаются аномалии проявлений горного давления как по ее мощности, так и по простираению (падению) пласта. Со стороны выработанного пространства образуется область разгрузки (что вполне согласуется с современными представлениями о процессах сдвижения на дугольной толще при очистной выемке) по всему объему пород зоны шарнирно-блокового сдвижения; степень разгрузки составляет  $(0,35...0,50)H$  от исходной величины вертикальных напряжений. Процесс разгрузки частично затрагивает и

область плавного прогиба слоев без нарушения сплошности и распространяется на высоту до 18-20 м. Более значительная степень разгрузки наблюдается в районе границы зависающих консолей, разделяющих обрушающиеся породы под внутренним углом полных сдвижений. Эта область имеет

наклонное положение и распространяется от зоны беспорядочного обрушения на высоту до 5,5 м и ширину до 2 м; здесь массив находится под защитой нависающих породных консолей и не испытывает сколь-нибудь существенного вертикального горного давления, что также согласуется с существующими схемами сдвижения надугольной толщи [33, 34, 83-85].

Эпюра  $\sigma_y$  пород кровли резко меняется при движении по падению от выработанного пространства в сторону нетронутого массива. Сразу же по длине породных консолей образуется область опорного давления с концентрацией  $\sigma_y = (1,5...5)\gamma H$ , распространяющаяся за пределы песчаника в алевролит на высоту до 3,5 м и имеющая максимальную ширину в песчанике до 5,5 м. Формирование зоны опорного давления на границе с выработанным пространством – объективный процесс, описанный во многих исследованиях, а особенность рассматриваемой горнотехнической ситуации заключается в том, что жесткая часть охранной конструкции (плиты БЖБТ) усиливает концентрацию  $\sigma_y$  до величины  $(4...5)\gamma H$  в прилегающих породах кровли и почвы, поскольку выполняют свою главную функцию – восприятие основной части опорного давления; поэтому преобладающая часть объема пород зоны опорного давления нагружена в меньшей степени  $\sigma_y = (1,5...3)\gamma H$  и будет сохранять устойчивое состояние. За пределами указанной области опорного давления напряжения  $\sigma_y$  снижаются: в вышележащем слое алевролита, поле  $\sigma_y$  быстро стабилизируется на уровне, близком к исходному состоянию  $\sigma_y = \gamma H$ ; в песчанике распространяется влияние конвейерного штрека, поэтому происходят более существенные колебания  $\sigma_y$ . В верхней части песчаника влияние штрека проявляется относительно слабо в виде небольших концентраций  $\sigma_y = (1...1,5)\gamma H$ . В нижней части песчаника над выработкой образуется свод разгруженных пород  $\sigma_y = (0...0,4)\gamma H$ , распространяющиеся в кровлю до 2,5 м, а по ширине – до 3,5 м; ось свода наклонена в сторону выработанного пространства, что согласуется с существующими исследованиями в этой области геомеханики. В непосредственной кровле над костровой частью охранной конструкции также образуется небольшой свод разгруженных пород (высотой до 0,8 м и по ширине костровой крепи), а над рядами деревянных стоек возникает небольшая концентрация  $\sigma_y = (1,2...1,7)\gamma H$  высотой до 0,7 м. Такое распределение  $\sigma_y$  над указанными элементами охранной конструкции говорит о том, что они в целом выполняют свои функции по разгрузке приконтурных пород и передаче основной части опорного давления на жесткий охранный элемент.

По падению пласта со стороны нетронутого массива в кровле и почве образуется вполне ожидаемая область небольшой концентрации

$\sigma_y = (1,5...2)\gamma H$ , так как здесь сохраняется целостность углевмещающей толщи и она активно сопротивляется горному давлению. В приконтурных породах почвы пласта в районе расположения штрека эпюра  $\sigma_y$  повторяется в качественном плане; только в почве выработки зона разгрузки  $\sigma_y = (0...0,4)\gamma H$  заметно обширнее (глубина до 4,0 м и по всей ширине выработки), что наблюдается практически повсеместно (при моделировании НДС массива вокруг выработки) и объясняется менее устойчивой (к проявлению горного давления) плоской формой почвы выработки.

В целом, исследование эпюры распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  во вмещающем штрек породном массиве указывает на следующие опасные участки с точки зрения потери устойчивости (разупрочнения) поро-

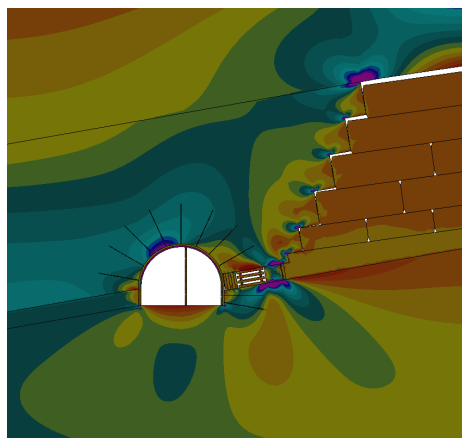


Рис. 19.2. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в системе «массив-крепь-охранная конструкция»

напряжений  $\sigma_x$ , эпюра которых приведена на рис. 19.2. Со стороны восстания угольного пласта в обрушенных породах над выработанным пространством устанавливается достаточно равномерное поле  $\sigma_x$ . В зоне беспорядочного обрушения действуют сжимающие  $\sigma_x = (0...0,5)\lambda\gamma H$ , то есть, эта зона частично или полностью разгружена от горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  (здесь  $\lambda$  – коэффициент бокового распора); в ней пониженные  $\sigma_x$  образуются в результате уплотнения (под действием  $\sigma_y$ ) полностью разрушенных пород, которые приобретают свойства квазисыпучей среды, а в условиях ограниченного ее перемещения в горизонтальном направлении появляются

породы: непосредственная кровля и почва угольного пласта, примыкающая к жесткой части охранной конструкции, где образуются концентрации сжимающих  $\sigma_y = (4...5)\gamma H$ ; непосредственная кровля по ширине костровой крепи, где возможно появление на локальных участках растягивающих  $\sigma_y$ ; непосредственная почва под штреком, где также возможно появление растягивающих  $\sigma_y$ , которым слабые и средней крепости алевролиты и песчаники весьма существенно снижают сопротивление.

Следующим этапом анализа НДС массива в окрестностях конвейерного штрека является изучение характера распределения горизонтальных

усилия горизонтального распора  $\sigma_x$  от действия вертикальных напряжений  $\sigma_y$  [26, 27, 85, 104]. Породы зоны шарнирно – блокового сдвижения, залегающие выше, разбиты трещинами на блоки и разупрочнены только частично, поэтому при прогибе в выработанное пространство в них возникают небольшие растягивающие  $\sigma_x = 0...1$  МПа, которые вызывают дополнительное разупрочнение массива. Следующая по высоте зона плавных прогибов слоев без нарушения сплошности представлена алевролитом, в нижней части которого возникают растягивающие  $\sigma_x$  до 3-4 МПа, генерирующие развитие трещин и более интенсивное опускание в выработанное пространство. На границе с песчаником в районе нежесткого защемления слоев алевролита возникает концентрация сжимающих  $\sigma_x$  до 12-15 МПа, что полностью соответствует существующим представлениям о зональном деформировании надугольной толщи в выработанное пространство.

В районе границы выработанного пространства в зависящих породных консолях образуется устойчивая закономерность перехода небольших растягивающих  $\sigma_x$  (до 2,5 МПа) в верхней части породного слоя в локальные области сжимающих  $\sigma_x$  (5-12 МПа) в нижней части слоя в районе его нежесткого защемления. Над штреком и со стороны падения в песчанике кровли устанавливается относительно однородное (по слоям) поле  $\sigma_x$  от пониженных значений  $\sigma_x = (0,5...1)\lambda\gamma H$  в верхних слоях до повышенных сжимающих  $\sigma_x = (3...4)\lambda\gamma H$  в нижних слоях, что характеризует изгиб в целом всего мощного песчаника; от этого прогиба в приконтурной части кровли образуется локальная зона (высотой до 0,5 м и шириной до 1,5 м) с концентрацией  $\sigma_x = (5...6)\lambda\gamma H$ .

В породах почвы отмечается тенденция постепенного переход концентраций сжимающих  $\sigma_x = (1,5...2)\lambda\gamma H$  со стороны падения пласта в растягивающие  $\sigma_x$  до 2,5 МПа под выработанным пространством; но также имеются и локальные возмущения поля  $\sigma_x$ , в основном, в непосредственной почве. Так, по ширине выработки образуется пологий обратный свод (глубиной до 1,1 м), где в почве появляются растягивающие  $\sigma_x$  до 3-4 МПа, что способствует развитию процесса пучения почвы. Также локальная зона разгрузки возникает в берме штрека по ширине установки податливой части охранной конструкции; здесь формируются очень ограниченные участки действия растягивающих  $\sigma_x$  до 1-2 МПа. Под жесткой частью охранной конструкции, напротив, возникает концентрация сжимающих напряжений  $\sigma_x$  до 12-15 МПа. Наконец, под выработанным пространством идет поднятие непосредственной почвы, на что указывают растягивающие напряжения  $\sigma_x$  на конечном участке лавы и которое полностью согласуется с современными

представлениями о деформировании массива при очистной выемке.

В итоге, по фактору поля распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  можно выделить следующие опасные зоны в приконтурных породах конвейерного штрека:

- растягивающие напряжения в непосредственной почве под выработкой, провоцирующие процесс пучения;
- растягивающие напряжения в непосредственной кровле угольного пласта над костровой частью охранной конструкции, способные увеличить опускание вышележащих слоев кровли за счет разупрочнения нижележащих;
- растягивающие напряжения в приконтурной части бермы штрека, при разупрочнении которой развивается боковое давление на стойки рамной крепи;
- концентрации сжимающих  $\sigma_x$  над и под жесткой частью охранной конструкции – при разупрочнении этих объемов пород усиливается опускание кровли.

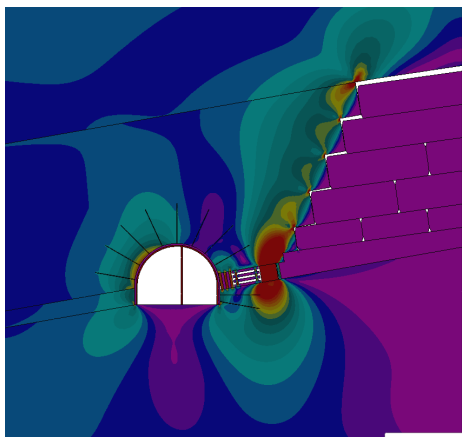


Рис. 19.3. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в системе «массив-крепь-охранная конструкция»

Заключительным этапом анализа НДС пород в окрестности конвейерного штрека является изучение поля распределения приведенных напряжений  $\sigma$ , эпюра которых показана на рис. 19.3. Основное свойство приведенных напряжений  $\sigma$  заключается в оценке совместного действия всех компонент напряжений, определении степени нагруженности любого материала (в том числе и горной породы) по отношению к величине, характеризующей его предельное состояние и наступление стадии разупрочнения. Для горной породы оценка наступления предельного состояния производится по двум условиям: действие растягивающих напряжений по какой-либо из компонент напряжений  $\sigma_y$  или  $\sigma_x$  и превышение величиной  $\sigma$  сопротивления породы сжатию. По первому условию оценка устойчивости какого-либо породного объема была проведена ранее по напряжениям  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ . Теперь оценим величину приведенных напряжений  $\sigma$ , точнее области их максимальной концентрации, которых не так уж много в пределах моделируемого объекта. Вполне естественно, что в области выработанного пространства породы разгружены, также как и в почве выработки; другие объемы пород кровли и почвы находятся под действием среднего уровня напряжений  $\sigma = 4...16$  МПа и только некоторые участки под-

вергаются концентрации  $\sigma = 25...70$  МПа, где вероятно наступление предельного состояния и разупрочнение пород от сжимающих напряжений.

Рассмотрим более подробно эти области, начиная с нетронутого массива со стороны смежного выемочного участка. Здесь представляют интерес две области: приконтурные породы шириной до 0,4 м и по высоте от угольного пласта до центральной части свода выработки, где  $\sigma \leq 35$  МПа и не в состоянии разупрочнить песчаник ( $f = 6$ ), если он не ослаблен действием других факторов (например, водонасыщением); приконтурная часть пласта  $m_4^0$  шириной до 1,3 м, где  $\sigma \geq 15$  МПа и провоцирует разупрочнение угля ( $f = 1,5$ ) на указанную ширину. На границе с выработанным пространством действуют очаги концентрации  $\sigma$  до 35 МПа в весьма ограниченных областях нежесткого защемления консолей песчаника в кровле. Такая величина  $\sigma$  не способна разупрочнить песчаник по указанной выше причине, кроме того, данные концентрации удалены от выработок и не представляют опасности для ее устойчивости. Остаются области концентраций  $\sigma = 25...70$  МПа, примыкающие к жесткой части охранной конструкции в кровле и почве. В кровле концентрация  $\sigma \leq 35$  МПа распространяется в высоту по ширине до 1,8 м и для неослабленного песчаника не представляет опасности. Более высокая концентрация  $\sigma = 35...53$  МПа имеет ограниченное распространение по высоте до 1,1 м и по ширине до 1,2 м, где при определенных условиях уже может начинаться процесс разупрочнения песчаника; в локальной области высотой до 0,5 м и шириной до 0,4 м концентрация  $\sigma = 53...70$  МПа и здесь прогнозируется разупрочнение песчаника. Аналогичная ситуация наблюдается и под жесткой частью охранной конструкции в породах непосредственной почвы, представленной алевролитом с коэффициентом крепости  $f = 4$ . Здесь условно «неразрушающая» концентрация  $\sigma \leq 35$  МПа (если нет ослабления почвы из-за ее увлажнения) занимает область глубиной до 1,5 м и шириной до 1,9 м. Более высокая концентрация  $\sigma = 35...53$  МПа, разупрочняющая алевролит, сосредоточена в весьма ограниченной области глубиной до 0,7 м и шириной до 0,6 м.

Таким образом, разупрочнение приконтурных пород от действия сжимающих напряжений происходит в таких ограниченных областях: угольном пласте со стороны смежного выемочного участка; породах кровли и почвы, примыкающих к жесткой части охранной конструкции. Разупрочнение от действия растягивающих напряжений прогнозируется на следующих участках приконтурных пород: непосредственная почва под конвейерным штреком, где наблюдается совместное влияние растягивающих  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , провоцирующих пучение; растягивающие  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  в непосредственной кровле над костровой частью охранной конструкции; растягивающие  $\sigma_x$  в приконтурной части бермы штрека, при разупрочнении которой развивается боковое давление на стойки рамной крепи.



## 19.2. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ЭЛЕМЕНТОВ ОХРАННОЙ КОНСТРУКЦИИ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ

Приведенные данные распределения компонент напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma_z$  для системы «массив-крепь-охранная конструкция» в целом не позволяет достаточно подробно изучить поля напряжений в элементах охранной конструкции по причине мелкого масштаба самих эпюр и диапазона шкалы напряжений. Поэтому выделена в более крупном масштабе часть эпюры системы, включающей конвейерный штрек, охранную конструкцию и приконтурные породы, для которой увеличен диапазон шкалы напряжений. По видоизмененным таким образом эпюрам выполнен анализ НДС охранной конструкции.

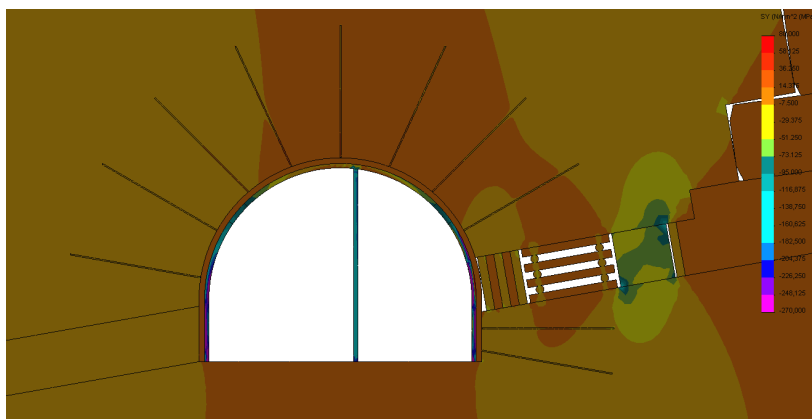


Рис. 19.4. Эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в охранной конструкции переменной жесткости

В приконтурной части бермы штрека установлены с забутовкой деревянные стойки, поддерживающие породы кровли на сопряжении; в них развивается (рис. 19.4) вертикальная нагрузка  $\sigma_y = 8...30$  МПа, которую вполне способна выдержать деревянная крепь из сосны, так как согласно [38] сопротивление сосны сжатию (вдоль волокон) составляет 40 МПа. На данном участке охранной конструкции благодаря умеренной жесткости деревянных стоек, установленных в «вразбежку» с забутовкой породой межстоечного пространства, формируется небольшая концентрация вертикальных напряжений  $\sigma_y \leq (1,5...1,8)H$ , а их абсолютная величина до 9-12 МПа не опасна как для песчаника непосредственной кровли ( $\sigma_{сж} = 60$  МПа), так и для алевролита непосредственной почвы ( $\sigma_{сж} = 40$  МПа).

Костровая часть охранной конструкции имеет более податливый режим работы, что проявляется не только в полной разгрузке от вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в прилегающих породах непосредственной кровли и почвы (по ширине костровой крепи), но и в появлении небольших растягивающих  $\sigma_y$  до 2 МПа. Для предотвращения этого расслоения кровли и почвы (хоть и на локальном участке) следует увеличить жесткость костровой части охранной конструкции. Тем более, что эпюра  $\sigma_y$  указывает на наличие повышенных  $\sigma_y = 8...29$  МПа на сочленениях параллельных и перпендикулярных (забою лавы) деревянных элементов костра, а в некоторых локальных участках действуют  $\sigma_y = 29...51$  МПа. Это вызывает смятие деревянных элементов в районе их сочленения и увеличивает опускания кровли и поднятия почвы по ширине костровой крепи, в то время как остальная длина костровых стоек практически не нагружена. Предлагается увеличить жесткость установкой деревянных стоек в угловых частях и преобразованием костра в подобие кустокостра.

Жесткая часть охранной конструкции выполняет свои функции по восприятию основной доли опорного давления, но ее ограниченная ширина в 1 м не позволяет обойтись без разупрочнения как самой конструкции, так и прилегающей к ней локальной области пород непосредственной кровли и почвы. Весьма ограниченные области разупрочнения в кровле и алевролита в почве несколько увеличивает их сближение, однако, существенного влияния на устойчивость конвейерного штрека это не оказывает по двум причинам: во-первых, области локального разупрочнения находятся в стесненных условиях деформирования и при ограничении объемного расширения разупрочненная порода имеет достаточно высокое сопротивление опорному давлению; во-вторых, жесткая часть охранной конструкции удалена от штрека на расстояние, например, 2,5 м и опорное давление, концентрируясь вокруг плит БЖБТ, не доходит до приконтурных пород штрека и его рамной крепи. Напряжения  $\sigma_y$  в самой охранной конструкции в основном изменяются в пределах 29-73 МПа и способны вызвать разрушение плит БЖБТ. Но здесь следует учитывать особенности моделирования в части идеальной укладки плит по мощности вынутаго пласта. В действительности всегда имеются зазоры, особенно, между крайней по высоте плитой БЖБТ и поверхностью кровли, куда помещают деревянные прокладки – податливость при этом возрастает, а нагрузка на плиты снижается. Тем не менее, частичное разупрочнение плит не носит катастрофического характера, так как то же происходит в стесненных условиях ограниченного расширения материала, при которых жесткая часть охранной конструкции активно сопротивляется опорному давлению. Со стороны штрека стесненность деформирования обеспечивает костровая крепь, а со стороны выработанного пространства – органная крепь из одного ряда деревянных стоек, в которых действуют не-

разрушающие напряжения  $\sigma_y$  до 29 МПа.

Таким образом, по фактору поля распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  можно утверждать, что предложенная охранная конструкция переменной жесткости выполняет свои функции по охране конвейерного штрека; для предотвращения локального расслоения непосредственной кровли и почвы на участке установки костра его рекомендуется преобразовать в более жесткий кустокостер (бутокостер).

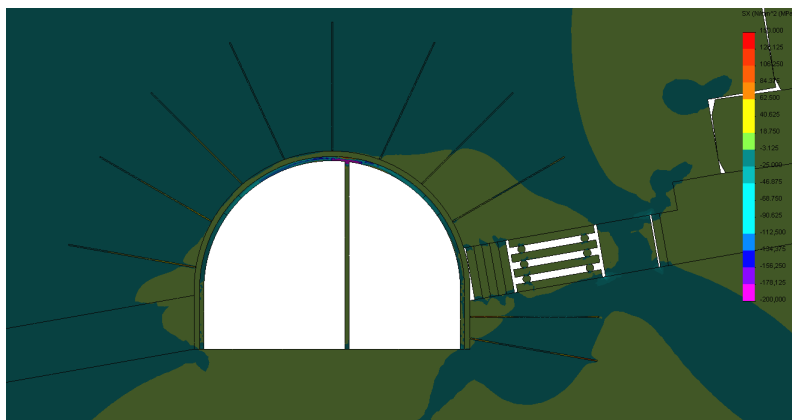


Рис. 19.5. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в охранной конструкции переменной жесткости

Поле распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в охранной конструкции проанализированы по крупномасштабной эпюре, показанной на рис. 19.5. В примыкающей к штреку части охранной конструкции из рядов деревянных стоек с забутовкой действуют минимальные  $\sigma_x$  переменного знака от сжимающих менее 1,5 МПа до растягивающих такого же уровня. Таким образом, деревянные стойки воспринимают в основном вертикальную нагрузку и их напряженное состояние близко к одноосному по нормали к напластованию.

Аналогичные по диапазону колебаний  $\sigma_x$  возникают и в костровой части охранной конструкции, разве что растягивающие  $\sigma_x$  в локальных областях увеличиваются до 2,5 МПа. Но, принимая во внимание сопротивление сосны растяжению ( $\sigma_p = 80$  МПа), напряжения такого уровня не представляют никакой опасности для разрушения деревянных элементов костра.

Жесткая часть охранной полосы воспринимает основную долю опорного давления, поэтому здесь действуют и повышенные сжимающие горизон-

тальные напряжения  $\sigma_x$ . Само распределение  $\sigma_x$  аналогично классическому примеру одноосного сжатия тела в форме призмы, когда в ее центральной части образуется ядро сжимающих  $\sigma_x$ , а в районе боковых граней образуются области откола от действия растягивающих  $\sigma_x$ . Отличия заключаются в том, что в жесткой части охранной конструкции в районе боковых поверхностей откола не происходит, так как действуют хоть и пониженные, но сжимающие напряжения  $\sigma_x = 1...3$  МПа, а в центральной области плит БЖБТ, сжимающие напряжения  $\sigma_x$  возрастают до 4-5 МПа. Это указывает на стесненные условия деформирования плит БЖБТ, упоминавшиеся ранее, которые обеспечивают поддержание сопротивления опорному давлению несмотря на частичное разупрочнение жесткой части охранной полосы.

С точки зрения состояния пород непосредственной кровли и почвы угольного пласта, примыкающих к охранной конструкции, то по фактору распределения компоненты  $\sigma_x$  также рекомендуется ограничить их прогиб в локальной области непосредственной кровли (по ширине костровой крепи) путем преобразования коистра в кустокостер.

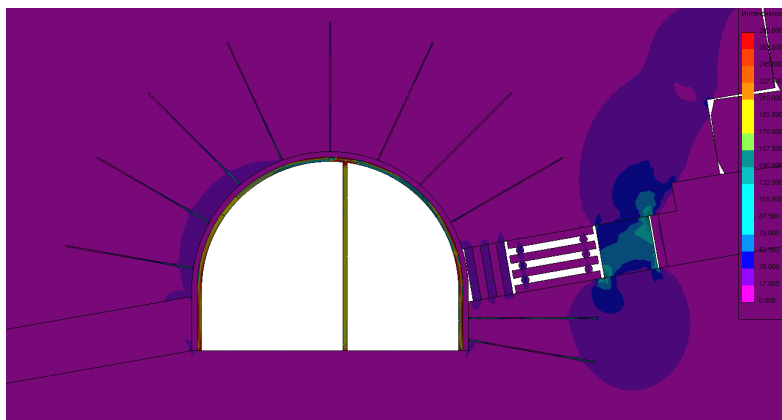


Рис. 19.6. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в охранной конструкции переменной жесткости

На заключительном этапе анализа НДС охранной конструкции исследовано поле распределения приведенных напряжений  $\sigma$ , которое отражено на рис. 19.6. Первая часть охранной конструкции из стоек с породной забутовкой характеризуется действием  $\sigma = 20...28$  МПа и их состояние можно оценить как вполне устойчивое, так как сопротивление сжатию стоек ( $\sigma_{с.ж} = 40$  МПа) существенно выше. Стойки костровой крепи нагружены еще меньше за исключением их сочленений, где величина  $\sigma$  увеличивается до

13-20 МПа, но также в 2-3 раза ниже разрушающих усилий в 40 МПа. Поэтому состояние податливой части (костровой) охранной конструкции вполне устойчивое по фактору действия приведенных напряжений  $\sigma$ .

Наиболее нагруженной является жесткая часть охранной конструкции, где в ее краевых областях, примыкающих к породам непосредственной кровли и почвы, развивается  $\sigma = 35...53$  МПа, провоцирующие разупрочнение плит БЖБТ, а в центральной области напряжения еще выше  $\sigma \leq 53...70$  МПа. Таким образом, и по фактору действия компоненты  $\sigma$  прогнозируется разупрочнение плит БЖБТ; но по вышеупомянутым условиям стесненного деформирования и снижения нагрузки по причине некоторой податливости реальной конструкции можно предположить устойчивый режим работы плит БЖБТ как грузонесущей конструкции в целом, несмотря на их частичное разупрочнение. В этом плане напрашивается рекомендация по увеличению ширины жесткой конструкции, но, на наш взгляд, условия стесненного деформирования обеспечивают надлежащее выполнение функций и при исследуемой ширине, а ее увеличение вызовет дополнительные материальные и особенно трудовые затраты.

В части состояния пород бермы штрека, то концентрация  $\sigma$  в непосредственной почве, примыкающей к жесткой части охранной конструкции, достаточно удалена от контура штрека, а величина  $\sigma \geq 40$  МПа, провоцирующая разупрочнение пород бермы, распространяется в весьма ограниченной области. Таким образом, устойчивость бермы штрека удовлетворительная по фактору действия компоненты  $\sigma$ ; локальное расслоение непосредственной кровли и почвы по ширине костровой крепи ликвидируется повышением ее жесткости путем преобразования в кустокостер с установкой дополнительных деревянных стоек в угловых частях костра. Тогда итоговую оценку НДС предлагаемой охранной конструкции переменной жесткости можно сформулировать как удовлетворительно по обеспечению устойчивости конвейерного штрека.

### **19.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ЭЛЕМЕНТОВ КОМБИНИРОВАННОЙ КРЕПИ КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА**

Для более точного анализа распределения напряжений в элементах крепежной конструкции (рамная крепь КМП-А3-13,1, стойка крепи усиления рамы и анкера) конвейерного штрека масштаб эпюр  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma$  еще более увеличен при сохранении на прежнем уровне шкалы напряжений (рис. 19.7).

Анализ вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в верхняке рамы выявил постепенный переход от растягивающих  $\sigma_y = 14...36$  МПа в замке свода до сжимающих  $\sigma_y = 73...139$  МПа в районе замка податливости. Наблюдается некото-

рая асимметрия поля  $\sigma_y$  относительно вертикальной оси штрека, связанная с внеосевым расположением стойки усиления и, главным образом, влиянием выработанного пространства. В районе замка свода максимумы растягивающих напряжений размещены на внутренней части сечения СВП-22, что указывает на действие изгибающего момента, деформирующего верхняк в полость выработки. Ближе к замкам податливости поле  $\sigma_y$  по сечению СВП выравнивается, что указывает на снижение изгибающего момента на этих участках. В целом уровень действующих напряжений  $\sigma_y$  в верхняке рамы далек от предела текучести  $\sigma_T = 270$  МПа стали Ст.5, из которой из-

готавливается [38] спец-профиль СВП. В стойках рамы продолжается тенденция увеличения  $\sigma_y$  по мере движения от замков податливости к опорам стоек; одновременно усиливается изгибающий момент, который более интенсивно действует со стороны выработанного пространства. В стойке со стороны нетронутого массива напряжения  $\sigma_y$  в районе замка податливости распределены по сечению СВП достаточно равномерно в диапазоне 100-180 МПа; приближаясь к пяте свода (в районе установки нижнего анкера) увеличивается изгибающий момент с деформацией рамы в сторону массива, на что указывает концентрация  $\sigma_y = 200...270$  МПа на внутренней части сечения СВП. Далее на высоте 1,0-1,1 м происходит изменение знака кривизны стойки рамы и направление ее изгиба меняет знак – стойка деформируется в полость выработки; следующее изменение знака кривизны происходит на высоте 0,3-0,4 м, а изгиб района опоры стойки направлен в сторону массива; величина концентрации  $\sigma_y = 200...270$  МПа остается неизменной на всех отмеченных участках. Таким образом, начиная с пяты свода рамы ее стойка подвержена интенсивному знакопеременному изгибающему моменту, который на участке, высотой 1,4-1,6 м дважды меняет знак и имеет три ярко выраженных максимума. В стойках со стороны выработанного пространства в качественном плане повторяются тенденции изменения  $\sigma_y$  по их высоте, но в количественном плане наблюдается усиление возмущений компоненты  $\sigma_y$ . Так, на

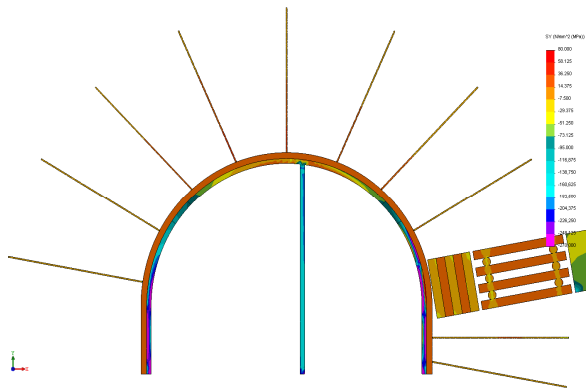


Рис. 19.7. Эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в крепежной конструкции конвейерного штрека

готовится [38] спец-профиль СВП. В стойках рамы продолжается тенденция увеличения  $\sigma_y$  по мере движения от замков податливости к опорам стоек; одновременно усиливается изгибающий момент, который более интенсивно действует со стороны выработанного пространства. В стойке со стороны нетронутого массива напряжения  $\sigma_y$  в районе замка податливости распределены по сечению СВП достаточно равномерно в диапазоне 100-180 МПа; приближаясь к пяте свода (в районе установки нижнего анкера) увеличивается изгибающий момент с деформацией рамы в сторону массива, на что указывает концентрация  $\sigma_y = 200...270$  МПа на внутренней части сечения СВП. Далее на высоте 1,0-1,1 м происходит изменение знака кривизны стойки рамы и направление ее изгиба меняет знак – стойка деформируется в полость выработки; следующее изменение знака кривизны происходит на высоте 0,3-0,4 м, а изгиб района опоры стойки направлен в сторону массива; величина концентрации  $\sigma_y = 200...270$  МПа остается неизменной на всех отмеченных участках. Таким образом, начиная с пяты свода рамы ее стойка подвержена интенсивному знакопеременному изгибающему моменту, который на участке, высотой 1,4-1,6 м дважды меняет знак и имеет три ярко выраженных максимума. В стойках со стороны выработанного пространства в качественном плане повторяются тенденции изменения  $\sigma_y$  по их высоте, но в количественном плане наблюдается усиление возмущений компоненты  $\sigma_y$ . Так, на

участках концентрации сжимающих  $\sigma_y$  на какой-либо поверхности (внешней или внутренней) спецпрофиля СВП на противоположной поверхности появляются растягивающие напряжения  $\sigma_y$ , что свидетельствует об увеличении изгибающего момента. Также растет количество максимумов изгибающего момента (с трех в нерабочем борту до четырех со стороны выработанного пространства) по высоте стойки и участков изменения знака кривизны изгиба (с двух до трех), то есть, уровень нагруженности стойки со стороны выработанного пространства вертикальными напряжениями  $\sigma_y$  заметно выше, чем со стороны нетронутого массива.

В связи с установленным фактом возрастает актуальность предложения по исключению демонтажа стоек рам в районе сопряжения с лавой путем размещения приводной головки забойного скребкового конвейера на берме штрека. Также можно считать удачной схему установки боковых анкеров по упрочнению бермы – именно по высоте бермы развивается боковое давление на стойку рамы, что выражается в ее изгибе в полость выработки (максимум сжимающих  $\sigma_y$  расположен на внешней поверхности СВП, а растягивающих – на внутренней), которому сопротивляются два анкера (благодаря гибким стяжкам) на участке наибольшего изгиба стойки. Весьма целесообразно решение по установке первого ряда деревянных стоек на кромке бермы вплотную к стойке рамы и с одинаковым шагом 0,8 м вдоль выработки: на участке рамы по высоте деревянной стойки возникает интенсивный изгиб стойки рамы в направлении выработанного пространства, которому сопротивляется только деревянная стойка; ограничение этого изгиба стойки рамы обеспечивает повышение ее устойчивости; кроме того, стойка рамы на участке между замком податливости и кромкой кровли испытывает изгиб в полость выработки, которому препятствует третий (по высоте) боковой анкер, связанный гибкой стяжкой со стойкой как раз на этом участке. Таким образом, подтверждена расчетами целесообразность рекомендуемых параметров установки боковых анкеров со стороны выработанного пространства.

Составная стойка крепи усиления из СВП-22 достаточно равномерно нагружена вертикальными напряжениями  $\sigma_y$  как по высоте, так и по площади поперечного сечения спецпрофиля. Уровень действующих напряжений  $\sigma_y = 140...200$  МПа указывает на активную работу стойки усиления по сопротивлению деформированию верхняка рамы, с одной стороны, а, с другой, – на ее устойчивое состояние, так как степень нагруженности колеблется в пределах 52-74% от несущей способности СВП.

Работу анкерной крепи можно оценить по компоненте  $\sigma_y$  только для анкеров, имеющих преимущественно вертикальное направление, также следует использовать для анализа компоненту  $\sigma_x$ . В этом плане эпюра распределения  $\sigma_y$  в анкерах кровли, установленных в пределах длины верхняка,

достаточно схожи друг с другом. В их заглубленной части растяжение арматуры минимально ( $\sigma_y \leq 15...20$  МПа); начиная со срединной части длины анкеров растягивающие напряжения  $\sigma_y$  монотонно возрастают до максимумов на контуре выработки, достигающих 60-100 МПа. Эти напряжения  $\sigma_y$  не опасны для арматуры класса А3, которая обычно применяется для изготовления анкеров [39], так как ее предел текучести составляет  $\sigma_T^a = 220...240$  МПа. Тем не менее, судя только по одной компоненте  $\sigma_y$ , можно говорить о достаточно эффективном сопротивлении анкеров опусканию пород кровли.

Распределение горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  (рис. 19.8) отличается достаточной однородностью за исключением локальных возмущений в замке свода рамы и боковых анкерах. Так, в районе замка свода, где стойка усиления поддерживает верхняк рамы наблюдаются местные контактные напряжения: в нижней части сечения верхняка развиваются сжимающие  $\sigma_x = 185...240$  МПа по его ширине до 0,5 м; в верхней части сечения действуют растягивающие  $\sigma_x = 35...145$  МПа шириной до 0,3 м. Такой характер распределения  $\sigma_x$  по высоте сечения указывает на изгиб замка свода в сторону кровли – следовательно, стойка крепи усиления эффективно выполняет свои функции по сопротивлению деформированию верхняка рамы в полость выработки. На остальной части длины верхняка действуют небольшие напряжения сжатия  $\sigma_x = 20...75$  МПа, которые по высоте сечения СВП распределены достаточно равномерно, что указывает на отсутствие существенных изгибающих моментов – это также подтверждает эффективность работы стойки усиления и целесообразность ее месторасположения в сечении штрека. Благодаря стойке усиления и, безусловно, анкерному упрочнению пород кровли верхняк рамы находится в устойчивом состоянии как по фактору действия горизонтальных напряжений, так генерируемого ими изгибающего момента.

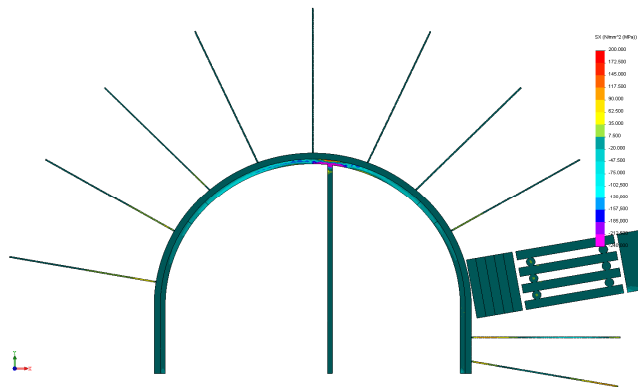


Рис. 19.8. Эпюра горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в крепежной конструкции конвейерного штрека



Аналогичное по однородности поле  $\sigma_x$  наблюдается и в стойках рамы, где практически отсутствуют изгибающие моменты, вызванные компонентой  $\sigma_x$ , а ее величина постепенно снижается по мере движения от замка податливости до опор стоек и по длине их прямолинейной части изменяется от сжимающих  $\sigma_x \leq 20$  МПа до растягивающих  $\sigma_x \leq 7,5$  МПа. Такой же диапазон изменения  $\sigma_x$  имеет место и в стойке усиления, как и отсутствие изгибающего момента, вызванного горизонтальными напряжениями.

Характер изменения поля  $\sigma_x$  в анкерах зависит от их месторасположения в сечении штрека. Анкера, расположенные в кровле штрека по длине верхняка рамы, имеют преимущественно вертикальное направление; поэтому горизонтальные напряжения в их арматуре минимальны и изменяются от сжимающих  $\sigma_x \leq 20$  МПа до растягивающих  $\sigma_x \leq 7,5$  МПа. Крайние анкера в кровле, расположенные под углом  $45^\circ$  к вертикальной оси, уже испыты-

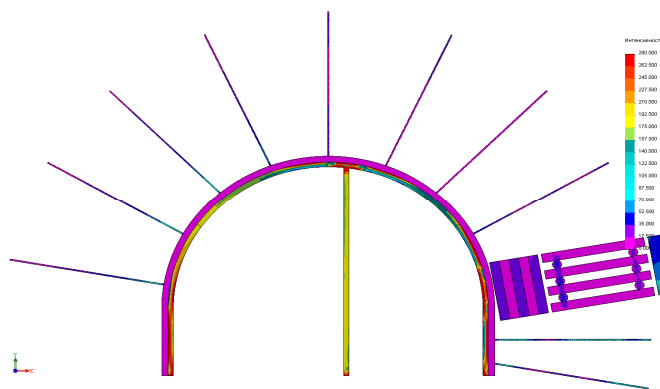


Рис. 19.9. Эпюра приведенных напряжений  $\sigma$  в крепежной конструкции конвейерного штрека

вают растягивающие  $\sigma_x$ , которые развиваются до величины 90 МПа на участках длины арматуры, примыкающих к штреку – это указывает на активное сопротивление анкеров боковому перемещению приконтурных пород. Но, еще более нагружены компонентой  $\sigma_x$  анкера, установленные в боках выработки, особенно, в берме штрека: здесь растягивающие напряжения в арматуре достигают  $\sigma_x = 100...130$  МПа, что предотвращает расслоение и скол пород бермы и подтверждают целесообразность установки боковых анкеров по рекомендуемой схеме.

Итоговая часть анализа НДС крепежной конструкции посвящена исследованию поля распределения приведенных напряжений  $\sigma$ , показанного на рис. 19.9. В боковых частях верхняка рамы устанавливается относительно стабильное (по сечению СВП) поле  $\sigma$  на уровне 50-65% от предела текучести стали Ст.5, причем, со стороны нетронутого массива напряжения  $\sigma$  на 10-15% выше, чем со стороны выработанного пространства; это объясняется преимущественным деформированием верхняка в сторону выработанно-

го пространства с компенсацией прогибов за счет растяжения боковой части верхняка со стороны нетронутого массива. В центральной части верхняка рамы наблюдается три области концентрации  $\sigma$  на уровне 90-100% от предела текучести стали СВП-22:

– *первая область* обусловлена действием контактных напряжений в районе установки стойки усиления, а локальная область пластического состояния крепезных элементов не опасна, так как при пластическом течении повышенные контактные напряжения перераспределяются на участки пониженных  $\sigma$  и весь процесс ограничивается некоторым смятием металла в зоне контакта;

– *вторая и третья области* концентрации  $\sigma$  расположены в верхняке практически симметрично относительно стойки усиления и занимают верхнюю четверть сечения СВП, что указывает на прогиб этой части верхняка в полость выработки; данные области также не представляют опасности, так как при пластическом течении верхних слоев сечения напряжения будут перераспределяться на срединные и нижние участки сечения, которые явно недогружены (на срединных участках  $\sigma = 50...70\%$ , а на нижних участках  $\sigma = 15...35\%$  от предела текучести стали Ст.5).

Стойки крепи усиления по подавляющей части своей длины (за исключением ограниченных концевых участков) нагружены равномерно с некоторым запасом несущей способности ( $\sigma = 58...75\%$  от предела текучести), что указывает на существование резерва повышения сопротивления стойки опусканию кровли и деформации верхняка. Здесь следует отметить, что именно благодаря стойке усиления верхняк рамы находится в устойчивом состоянии.

Стойки рамы значительно более нагружены, чем верхняк и здесь необходимо повышенное внимание к их устойчивости. Стойка со стороны нетронутого массива нагружена в меньшей степени, чем со стороны выработанного пространства. В криволинейной части стойки вплоть до пяты свода пластических областей не возникает, однако уровень напряжений  $\sigma$  составляет от 65% до 90% предела текучести стали. Здесь следует учитывать связь гибкими стяжками со стойкой рамы двух боковых анкеров, которые ограничивают деформирование стоек в полость выработки. Ниже по высоте прямолинейной части стойки анкера отсутствуют (здесь стойка контактирует с угольным пластом), а уровень действующих напряжений увеличивается до 70-100% от предела текучести. Поэтому данный участок стойки требует особого контроля и при возникновении визуально наблюдаемых деформаций его следует усиливать установкой одного-двух анкеров (с гибкими стяжками) на участке по высоте от 0,4 до 0,9 м.

Стойка рамы со стороны выработанного пространства, хотя и нагружена в большей степени, но выполняемые здесь мероприятия по обеспечению ее устойчивости позволяют оценить ее состояние как удовлетворительное:

– ниже замка податливости в наружной части сечения СВП возникают области пластического состояния по длине до 0,6 м, но глубиной до 20-25 мм; здесь разгруженные срединная и внутренняя части сечения обеспе-

чивают требуемое сопротивление стойки; кроме того, удачно расположен верхний боковой анкер, который через гибкую стяжку не позволяет развиваться существенным деформациям на этом участке рамы;

– по высоте извлеченного пласта также развиваются пластические деформации, но на внутренней части сечения СВГ глубиной 30-40 мм и здесь резерв недогруженных участков сечения значительно меньше; поэтому, так важно установить на берме первый ряд деревянных стоек с породной забутовкой вплотную к раме с тем, чтобы дать отпор ее деформациям в сторону выработанного пространства;

– по высоте бермы штрека снова образуется область пластического состояния длиной до 0,7 м и глубиной 30-40 мм на наружной части сечения СВГ, что указывает на прогиб этого участка в полость выработки; его ограничивают два нижних анкера через гибкие стяжки и устойчивость стойки сохраняется.

Таким образом, расчетами доказана целесообразность рекомендуемой схемы крепления штрека по основным ее элементам. Что касается состояния анкеров, то можно сделать следующие выводы. Анкера кровли, ограничивающие ее опускание, обеспечивают устойчивость верхняка рамы; при этом их загрузка (на разных участках в зависимости от размещения анкера) достигает до 80-95% от несущей способности арматуры. То же состояние можно отметить и в боковых анкерах – следовательно, анкера активно сопротивляются горному давлению по контуру выработки и эффективно выполняют возложенные на них функции.

В целом, анализ НДС крепежной конструкции (комбинированной крепи) подтверждает эффективность ее работы по сопротивлению проявлениям горного давления, а параметры стойки крепи усиления и координаты установки анкеров выбраны правильно. Тем не менее, вызывает опасение прямолинейная часть стойки со стороны нетронутого массива, состояние которой близко к предельному; поэтому на участках аномальных проявлений горного давления следует устанавливать один-два боковых анкера по высоте прямолинейной части стойки с обеспечением ее механической связи с анкерами.

## ВЫВОДЫ

Разработанные рекомендации комплексно решают проблему поддержания конвейерного штрека северной коренной лавы пласта  $m_4^0$  путем совершенствования крепежных и охранных конструкций в соответствии с горно-геологическими и горнотехническими условиями его эксплуатации с учетом перспективы повторного использования при отработке смежного по падению выемочного участка шахты «Белицкая» ГХК «Добропольеуголь». Компьютерное моделирование геомеханических процессов в окрестности конвейерного штрека, проследив особенности напряженно-деформированного со-

стояния системы «горный массив-крепь-охранная конструкция» показало целесообразность предложенных схем его крепления и охраны при безцепоковой технологии отработки выемочного участка.

Сущность рекомендаций по ресурсосбережению при отработке северной коренной лавы пласта  $m_4^0$  и их геомеханические особенности сводятся к следующему.

1. Расположение приводной головки забойного конвейера на берме штрека обеспечивает:

- минимальную глубину подрывки почвы пласта (не более 0,9 м), что обуславливает размещение штрека преимущественно в более крепком песчанике, повышение устойчивости бермы, снижение бокового давления на нижнюю часть стойки рамы и снижение процесса пучения почвы выработки;

- повышение устойчивости рамной крепи за счет исключения демонтажа-монтажа стоек рам на сопряжении лавы со штреком.

2. Применение рамно-анкерной крепи с установкой непосредственно в забое проводимого конвейерного штрека позволяет:

- повысить сопротивление стоек рамы боковому давлению и несущую способность крепи КМП-А3 в целом;

- обеспечить устойчивость бермы штрека на расстоянии не менее 2,4 м в сторону выработанного пространства;

- снизить проявления пучения почвы штрека со стороны лавы;

- упрочнить породы непосредственной кровли, что резко повышает несущую способность крепежной конструкции и улучшает условия поддержания конвейерного штрека путем ограничения смещения породного контура выработки и их вовлечения в процесс активного сопротивления проявлениям горного давления.

3. Инвентарная крепь усиления верхняка рамной крепи обеспечивает повышение ее несущей способности и ограничивает опускания кровли; устанавливается в зоне активных сдвижений углевмещающей толщи – впереди очистного забоя на расстоянии не менее 30 м и позади лавы – не менее 50 м.

4. Рекомендуется применять охранную конструкцию переменной жесткости, состоящую из крепежных деревянных стоек или гидростоек, костровой крепи, железобетонных плит БЖБТ (или других аналогов) и органной обрезной крепи. Такая комбинация позволяет:

- существенно разгрузить приконтурные породы вокруг штрека, что тождественно снижению нагрузки на его крепь;

- снизить давление на приконтурную часть бермы, что повышает ее устойчивость, снижает боковую нагрузку на стойки рам и интенсивность пучения почвы;

- сместить зону опорного давления в глубь выработанного пространства, что существенно снизит его влияние на устойчивость конвейерного штрека;

- спровоцировать обрушение зависающих консолей на границе с выработанным пространством за счет обрезной органной крепи, что снижает концентрацию нагрузок в зоне ПГД.

5. В соответствии с горно-геологическими и горнотехническими условиями отработки пласта  $m_4^0$  разработана компьютерная модель системы «массив-крепь-охранная конструкция» и проведен анализ состояния ее элементов:

– обоснована модель структуры и свойства углевмещающей толщи в районе выемочного участка;

– адекватно реальным конструкциям крепежных элементов построены модели рамной податливой крепи КМП-А3-13,1, стоек крепи усиления и анкеров с детальным отображением их геомеханических, механических и силовых параметров;

– в соответствии с выработанными рекомендациями разработана модель охранной конструкции переменной жесткости с воспроизведением реальных конструктивных параметров и механических характеристик всех составляющих.

6. Разупрочнение пород вблизи штрека от действия сжимающих напряжений происходит в трех ограниченных областях: угольном пласте со стороны смежного выемочного участка; породах кровли и почвы, примыкающих к жесткой части охранной конструкции.

7. Разупрочнение от действия растягивающих напряжений прогнозируется на следующих участках приконтурных пород: непосредственная почва под штреком, где наблюдается совместное влияние растягивающих  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , провоцирующих пучение; растягивающие  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  в непосредственной кровле над костровой частью охранной конструкции; растягивающие  $\sigma_x$  в приконтурной части бермы штрека, при разупрочнении которой развивается боковое давление на стойки рамной крепи.

8. Охранная конструкция переменной жесткости выполняет свои функции по обеспечению устойчивости конвейерного штрека в выработанном пространстве с целью его повторного использования. Благодаря податливому режиму работы приштрековой части охранной конструкции снижается нагрузка на берму штрека и повышается ее устойчивое состояние. Расположение охранной конструкции вплотную к рамной крепи штрека ограничивает изгиб последней в выработанное пространство сохраняя несущую способность рамы. Удаление жесткой части охранной конструкции в глубь выработанного пространства снижает влияние опорного давления и создает условия для повторного использования конвейерного штрека.

9. Высокая нагруженность стоек рам со стороны выработанного пространства подтверждает актуальность предложения по исключению их демонтажа в районе сопряжения с лавой за счет размещения приводной головки забойного конвейера на берме штрека. Также обоснована целесообразность схем установки боковых анкеров, выполняющих одновременно две функции: упрочнение пород непосредственной кровли и бермы штрека; резкое ограничение изгиба стойки в полость штрека (за счет гибких стяжек) в районе криволинейной части и по высоте бермы. Третий участок изгиба стойки рамы ограничивается охранной конструкцией, размещенных на кром-

ке бермы вплотную к стойке рамы.

10. Стойка крепи усиления активно сопротивляется изгибу верхняка рамы и опусканию пород кровли. Аналогичные функции выполняют анкера в кровле штрека; при этом их загрузка достигает до 80-95% от несущей способности арматуры; то же состояние отмечается и в боковых анкерах. Расчеты показывают целесообразность рекомендуемых схем размещения анкеров и крепи усиления, обеспечивающих активное сопротивление горному давлению по контуру рамной крепи. Тем не менее, на участках аномальных проявлений горного давления рекомендуется со стороны нетронутого массива устанавливать в угольном пласте один-два боковых анкера по высоте прямолинейной части стойки с обеспечением ее связи с анкерами.

11. Для устранения негативных последствий вероятных возмущений проявлений горного давления по длине выемочного участка северной коренной лавы пласта  $m_4^0$  рекомендуется проводить постоянный мониторинг состояния конвейерного штрека в целом и отдельных элементов его крепежной и охранной конструкций; в случае необходимости производить их усиление на опасных участках по длине выработки.

12. Выполнение изложенных мероприятий позволит получить значительный экономический эффект за счет исключения потерь угля в целиках и сокращения объема проведения горных выработок в пределах выемочного участка северной коренной лавы пласта  $m_4^0$ .

## **20. МЕХАНИЗМ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ ВОКРУГ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ, ОХРАНЯЕМОЙ ЛИТОЙ ПОЛОСОЙ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ**

### **20.1. ЭТАПЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ**

В соответствии с традиционными представлениями [33, 84, 106, 34, 107-114] о механизме сдвижения породных слоев надугольной толщи в окрестности выемочного поля выделены основные участки по длине выработки со своими особенностями проявлений горного давления с целью наиболее полного обоснования объекта и предмета исследований относительно расстояния до движущегося забоя лавы. Здесь имеется ввиду определение того участка выемочной выработки, который наиболее полно (хотя и в интегральной форме) характеризует ее устойчивость на длительный период, вплоть до отработки выемочного участка.

Известно [35, 115, 33, 84, 104, 34, 107-109], что влияние забоя лавы на смещения породного контура выемочной выработки обусловлено опорным давлением и сказывается на расстоянии в несколько десятков метров впереди очистного забоя. На этом участке рамная крепь выемочной выработки работает в податливом режиме и, как правило, исчерпывает конструктивно заданную величину податливости к моменту подхода очистного забоя. Максимальные скорости сближений кровли-почвы приходятся обычно на участок сопряжения выработки с лавой, где ее устойчивость обеспечивает дополнительно устанавливаемая крепь сопряжения. Далее работает рамная крепь, но в уже неблагоприятном жестком режиме. Скорость сближения кровли-почвы замедляется [35, 33, 84], однако нагрузка на крепь выработки возрастает и необходим инструмент для ее снижения, в качестве которого выступает литая полоса с разгрузочной полостью.

По конструктивно-технологическим причинам литая полоса возводится на расстоянии 4-7 м от забоя лавы и в первое время находится под защитой обрезной крепи, что обеспечивает нормальный процесс твердения и набора прочности. Далее механизированную крепь передвигают и литая полоса нагружается породами непосредственной кровли. На этом участке длиной в несколько десятков метров позади забоя лавы происходит плавное опускание породных слоев кровли, их послышное обрушение с образованием консолей. Скорость сближения кровли-почвы затухает [33, 35, 36], асимптотически приближаясь к некоторому стабильному или нулевому значению, что обусловлено реологическими свойствами вмещающих пород. Данный участок по длине выработки характеризуется формированием опорного давления на литую полосу, которая, набрав определенную прочность и достаточ-

ную жесткость, служит в качестве не только охранного элемента, но и обрезной крепи для уменьшения пролетов зависающих породных консолей. В этот период происходит уплотнение разрушенных пород и их деформирование в сторону наименее жестких областей в окрестности выемочной выработки. На рассматриваемом участке по длине выработки влияние очистного забоя достаточно существенно [34, 84, 107-116] и исследование НДС вмещающих пород рекомендуется проводить в трехмерной постановке, что чрезвычайно усложняет моделирование процесса.

С другой стороны, на наш взгляд, нет необходимости так усложнять задачу, поскольку все последствия первого и второго участков сказываются в интегральной форме на третьем участке. Здесь нагрузка на охранные элементы и рамную крепь приближается к максимуму [34-36, 106, 108, 109, 116], что соответствует, как правило, окончанию участка плавного прогиба пород и замыканию свода зоны шарнирно-блокового сдвижения надугольной толщи. Длина третьего участка определяется резким замедлением скорости смещения контура выработки и его начало оценивается в несколько десятков метров позади очистного забоя в зависимости от механических свойств вмещающих пород.

На границе третьего участка влияние очистного забоя ослабевает настолько, что соседние сечения выемочной выработки находятся, примерно, в одинаковом НДС из-за незначительного роста смещений породного контура и нагрузок на рамную крепь. В этих условиях правомерно использовать не трехмерную, а плоскую постановку задачи. На наш взгляд, именно третий участок наиболее представительен с точки зрения оценки устойчивости выемочной выработки для последующего повторного ее использования на длительный период. На этом участке породы зоны беспорядочного обрушения достаточно уплотнены (обычно длина участка уплотнения составляет 25-40 м [35, 36] позади лавы), сформированы опорное давление на литую полосу и нагрузка на крепь, которая есть результат суммарного действия проявлений горного давления на предыдущих участках и наиболее объективно отражает НДС вмещающих пород на длительный период. Поэтому исследования посвящены задачам регулирования эпюры нагрузки на крепь и литую полосу посредством ее разгрузочной полости на участке стабилизации проявлений горного давления позади очистного забоя.

## **20.2. СОСТАВЛЯЮЩИЕ СХЕМЫ СДВИЖЕНИЯ ПОРОД НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ**

На базе существующих представлений о процессах сдвижения породного массива на границе с выработанным пространством смоделированы основные особенности силового взаимодействия слоистого массива надугольной толщи с породами зоны беспорядочного обрушения в выработанном пространстве, литой полосой с разгрузочной полостью регулируемой геометрии,



крепью штрека и краевой частью угольного пласта смежного выемочного участка.

Рассмотрение механизма взаимодействия выполнено в плоской постановке в виде поперечного сечения выемочного штрека, отстающего от забоя лавы на величину, превышающую пролет свободного опускания слоев надугольной толщи [33, 37, 84, 106-108, 116]. В пользу плоского рассмотрения задачи говорит факт затухания интенсивности проявлений горного давления на данном участке штрека [33-36, 84, 106-109] и, соответственно, несущественного изменения осевых (по отношению к продольной оси штрека) напряжений в соседних сечениях по длине штрека. В то же время, плоская модель позволит существенно упростить решение задачи и снизить громоздкость вычислений по выявлению основных закономерностей процесса.

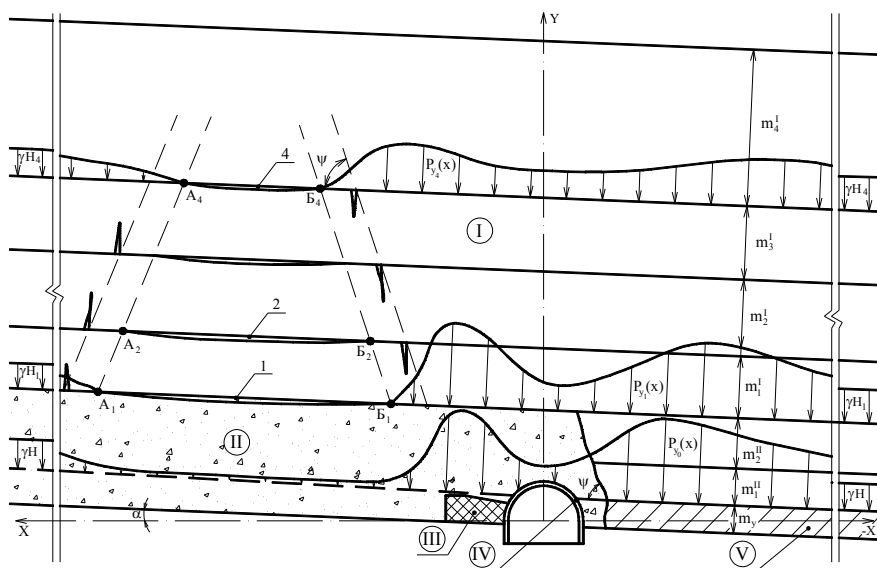


Рис. 20.1. Качественная схема деформирования пород надугольной толщи  
вблизи выемочной выработки

Для полноты описания процесса деформирования породного массива в окрестности выемочного штрека рассмотрено силовое взаимодействие всех основных элементов (рис. 20.1):

- надугольной толщи I, представленной слоями пород по глубине зоны свободного опускания с нарушением сплошности (обычно для условий Донбасса до 12-15 мощностей угольного пласта [27, 34]), а также первого целостного породного слоя зоны плавного опускания пород;

- зоны II беспорядочного обрушения пород кровли (обычно для условий

Донбасса высота зоны составляет 3-6 мощностей угольного пласта [27, 34]);

- охранной литой полосы III из твердеющих материалов с разгрузочной полостью регулируемой геометрии;
- крепи выработки IV, представленной, как правило, арочной податливой трехзвенной конструкцией из спецпрофиля СВП;
- примыкающей к штреку части нетронутого угольного пласта V смежного выемочного участка.

Силовое взаимодействие указанных пяти элементов описано по принципу совместности деформаций, который наиболее реально отражает картину процесса сдвижения горного массива.

Анализ геологического строения породного массива надугольной толщи большинства геолого-промышленных районов Донбасса позволил конкретизировать количество породных слоев, слагающих зоны I и II.

Учитывая диапазоны изменения этих зон, мы ограничились рассмотрением двух породных слоев в зоне II и четырех пластов в зоне I с учетом того, что последний пласт мощностью  $m_4^I$  деформируется без нарушения сплошности (см. рис. 20.1). В доказательство обоснованности такого выбора можно привести примеры ряда шахт Донбасса, где не менее 87-92% рабочих горизонтов подпадают под указанные ограничения. На рис. 20.1 для удобства изложения контакты слоев зоны I пронумерованы, начиная от ближнего к выработанному пространству до первого целостного породного слоя.

Качественная схема процесса деформирования составленной пятиэлементной системы характеризуется рядом особенностей, учитывающих предысторию формирования напряженно-деформированного состояния всех элементов по мере движения очистного забоя относительно рассматриваемого сечения штрека.

### 20.3. ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ЗОНЫ БЕСПОРЯДОЧНОГО ОБРУШЕНИЯ ПОРОД КРОВЛИ

Рассмотрено существенно неоднородное (по координате  $X$ ) силовое взаимодействие пород зоны I и II. Породы зоны беспорядочного обрушения в выработанном пространстве, увеличиваясь в объеме за счет разрыхления, в конечном итоге начинают контактировать с породами зоны опускания слоев с нарушением сплошности. Учитывая поэтапность во времени обрушения слоев пород надугольной толщи, рассмотрен более подробно процесс образования контакта обрушенных пород с первым породным слоем зоны I, что проиллюстрировано на рис. 20.2. Мощность  $h_1(x)$  зоны беспорядочного обрушения по координате  $X$  поперечного сечения непостоянна. В замке свода выработки ( $X=0$ ) мощность  $h_1(0)$  зоны минимальна, что обусловлено верхней подрывкой пород при проведении выемочного штрека и пониженной величи-

ной горного давления  $P_{y_1}(x)$  над выработкой на контакте ( $y = y_1$ ) зон беспорядочного обрушения II и свободного опускания с нарушением сплошности I.

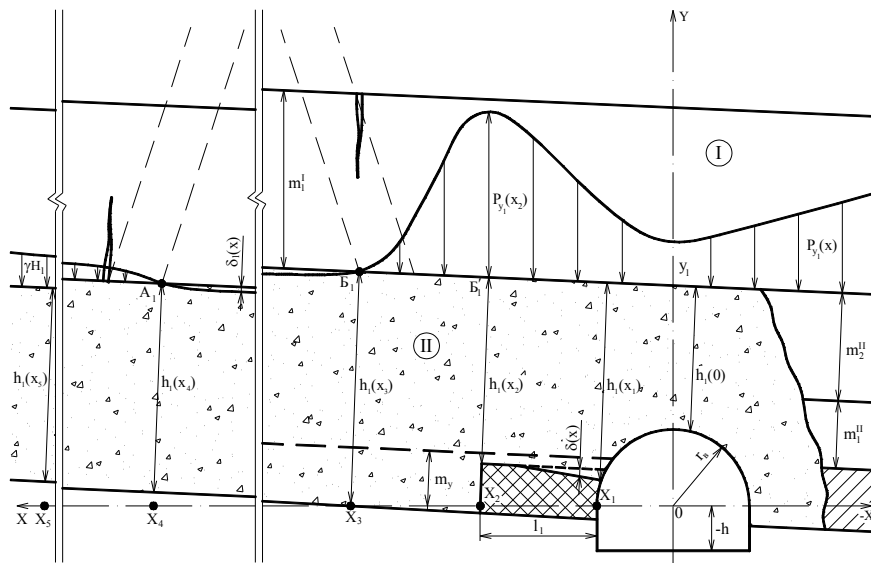


Рис. 20.2. К механизму формирования силового взаимодействия на контакте зон I и II

Пониженная величина  $P_{y_1}(x)$  над выработкой образуется благодаря податливости рамной крепи и вызывает меньшую величину сжатия и, соответственно, вертикальных перемещений разрушенных пород. Тем не менее, высота верхней подрывки кровли выемочного штрека явно преобладает над пониженной величиной уплотнения разрушенных пород кровли выработки. По мере движения к боковому контуру выработки ( $x_1 = r_{\text{г}}$ ) высота зоны II увеличивается до значения  $h_1(x_1)$ . Далее за счет уменьшения высоты  $\delta(x)$  разгрузочной полости литой полосы и увеличения опорного давления  $P_{y_1}(x)$  по ее ширине ( $l_1 = x_2 - x_1$ ) высота зоны II снова меняется и на завальном торце ( $x = x_2$ ) литой полосы составляет  $h_1(x_2)$ . Если смещения пород зоны II за счет уплотнения от действия максимума  $P_{y_1}(x_2)$  опорного давления превышает высоту разгрузочной полости  $\delta(x)$ , имеет место соотношение  $h_1(x_2) < h_1(x_1)$ ; если же преобладающее влияние оказывает высота разгрузочной полости, то  $h_1(x_2) > h_1(x_1)$ . В выработанном пространстве  $x > x_2$  вы-

сота  $h_1$  зоны беспорядочного обрушения сначала скачкообразно увеличивается за счет дополнительного пространства от извлеченного угольного пласта, а затем плавно уменьшается до постоянной величины  $h_1(x_5)$ , где эпюра горного давления  $P_{y_1}(x_5)$  стабилизируется [33, 34, 84, 106-114] на уровне начального давления  $\gamma H_1$ .

Неравномерность высоты  $h_1(x)$  зоны II беспорядочного обрушения на участке  $x_2 < x < x_5$  обусловлена следующими причинами. Объем обрушаемой породы на участке  $x_5 - x_2$  практически постоянен из-за незначительных колебаний мощностей угольного пласта и обрушенных породных слоев. Этот фактор является стабилизирующим по отношению к мощности обрушенных пород, непостоянство которой обусловлено, на наш взгляд, действием двух других факторов. *Первый* – различная степень уплотнения разрушенных пород под действием крайне неравномерной эпюры  $P_{y_1}(x)$  горного давления на участке  $x_5 - x_2$ . Этот фактор оказывает влияние на участке  $x_5 - x_4$ , то есть от точки  $A_1$  касания ближней породной плиты зоны I с обрушенными породами до начала зоны постоянного горного давления  $P_{y_1}(x_5) = \gamma H_1$ . На участке происходит уплотнение разрушенных пород с уменьшением их высоты вплоть до величины  $h_1(x_5)$ . *Второй фактор* – это повышенная деформационная способность обрушенных пород, которую большинство исследователей [33, 84, 107, 117, 118] представляют как квазисыпучую среду, способную при воздействии вертикальных усилий (эпюра горного давления  $P_{y_2}(x)$  к значительным горизонтальным (по координате  $X$ ) перемещениям. Этот фактор в большей степени проявляется на участке  $x_3 - x_2$ . Если бы породы зоны II представляли собой связную среду, то на участке  $x_4 - x_2$  высота  $h_1(x_4)$  была бы постоянной и скачкообразно изменялась в точке  $x_2$ . Тогда, вследствие шарнирно-блоковой структуры пород зоны I, высота полости  $\delta_1(x)$  между обрушенными породами и ближним породным слоем зоны I монотонно возрастает от точки  $A_1$  касания в выработанном пространстве (координата  $X_4$ ) до точки  $B_1$  касания над завальным торцом литой полосы (координата  $X_2$ ), достигая в ней максимума. В реальных условиях обрушенная порода зоны II, обладая свойствами сыпучей среды, активно деформируется в сторону полости  $\delta_1(x)$ , расширяя контакт с ближним породным блоком зоны I и точки  $B'_1$  касания зон I и II, перемещается в точку  $B_1$  (координата  $X_3$ ). Такой механизм образования контакта на участке  $x_3 - x_2$  подтвержден лабораторными и шахтными исследованиями в части наличия эпюры опорного давления, смещенной в сторону выработан-

ного пространства и возрастающей от точки  $B_1$  контакта до максимума над литой полосой, что нашло отражение в классических представлениях о сдвигении породного массива на границе с выработанным пространством [84, 106, 108, 109]. Наиболее интенсивно горизонтальные перемещения обрушенных пород происходят в ближней к точке  $B_1'$  зоне и постепенно затухают с увеличением координаты  $X$ . Поэтому высота  $h_1(x)$  зоны обрушенных пород плавно снижается на участке  $x_3 - x_2$  и далее асимптотически приближается к величине  $h_1(x_4)$ . Координата  $x_3$  точки  $B_1$  начала контакта определяются исходя из условия совместности перемещений обрушенных пород и ближнего породного блока зоны I по критерию равенства объема обрушенной породы, вытесненного над литой полосой  $(x_2 - x_1)$ , и объема перемещенной обрушенной породы на участке  $x_4 - x_3$  с учетом ее неравнокомпонентного трехосного сжатия переменной величины по оси  $X$ .

На наш взгляд, особенность формирования переменной мощности  $h_1(x)$  пород зоны беспорядочного обрушения существенным образом влияет на параметры силового взаимодействия рассматриваемой пятиэлементной системы, поскольку повышенные деформационные свойства обрушенных пород способствуют интенсивному перераспределению поля напряжений во всех элементах системы.

#### 20.4. ОСОБЕННОСТИ СИЛОВОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОДРАБОТАННЫХ ПОРОД ЗОНЫ ШАРНИРНО- БЛОКОВОГО ПЕРЕМЕЩЕНИЯ

Далее проанализированы особенности механизма образования зоны I из слоев пород, разбитых вертикальными трещинами в области растягивающих напряжений, которые формируют так называемую область шарнирно-блокового перемещения пород [33, 34, 84, 106-114]. На рис. 20.3 показана качественная картина силового взаимодействия породного блока первого пласта мощностью  $m_1^I$  с породами зоны II беспорядочного обрушения, с одной стороны, и породным блоком второго пласта мощностью  $m_2^I$ , с другой стороны. Исходя из классических представлений деформационные свойства породного пласта не позволяют ему сохранить целостность при плавном опускании до величины начала контакта с разуплотненными и увеличенными в объеме обрушенными породами зоны II. Поэтому в породном пласте в сечениях максимальных изгибающих моментов  $(C_1 - C_1')$  и  $(D_1 - D_1')$  возникают нормальные к напластованию трещины разрыва от действия растягивающих напряжений ввиду низкой сопротивляемости горной породы этому

виду нагружения. В остальной (по мощности  $m_1^I$  породного пласта) части сечения продолжают действовать сжимающие напряжения  $\sigma_x^I$ , за счет которых породный блок сохраняет некоторую сопротивляемость сдвиганию надугольной толщи. При разрушении объема пород вблизи рассматриваемого сечения из-за стесненных условий деформирования сечение сохраняет остаточную сопротивляемость горному давлению, а образованный квазипластический шарнир позволяет породному блоку смещаться по оси  $Y$  на требуемую величину. Таким образом, из породных блоков образуется распорно-шарнирная система, обладающая определенной несущей способностью, величина которой в значительной мере зависит от локального поля напряжений в окрестности квазипластического шарнира.

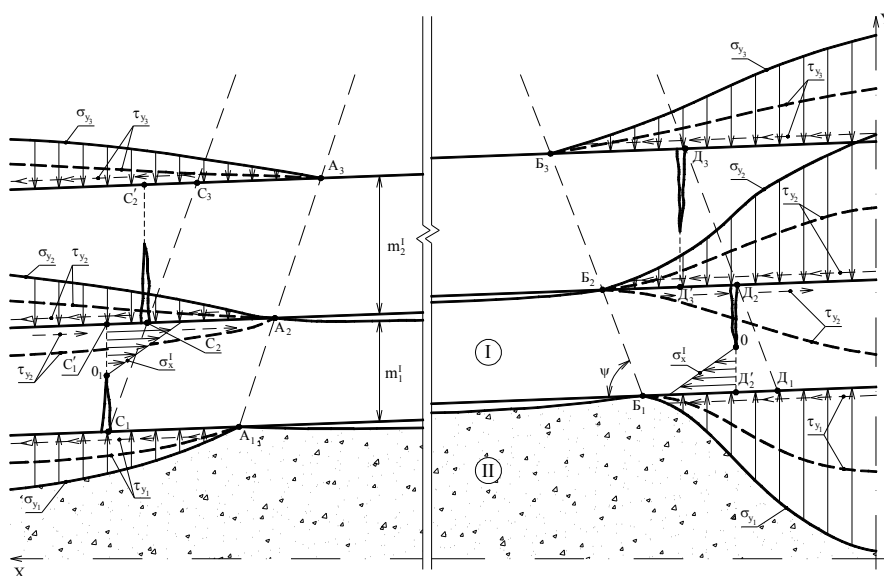


Рис. 20.3. К механизму деформирования шарнирно-блоковой системы пород зоны I

Механизм образования и работы квазипластического шарнира, на наш взгляд, представляется следующим (рис. 20.4). При изгибе породного пласта мощностью  $m_1^I$  его нейтральная ось  $X_n$  смещается в сторону действия сжимающих напряжений  $\sigma_x^I$  по причине объективно существующего [28] превышения модуля деформации породы на сжатие над модулем деформации на растяжение. На участке  $0-Y_2$  напряжения  $\sigma_x^I$  отсутствуют вследст-



форма эпюры  $\sigma_x^I$  приближается к прямоугольной (эпюра 3), что и отображено в названии «квазипластический шарнир». Координата  $Y_{II}$ , характеризующая момент сопротивления шарнира, определяется поворотом породного блока относительно точки  $O$  до момента его касания пород зоны II беспорядочного обрушения.

Вторым параметром, характеризующим момент  $M$  сопротивления квазипластического шарнира, является максимум ( $\sigma_{x_1}^I$ ) горизонтальных напряжений, величину которого в первом приближении можно определить по методике [27, 104, 119] с учетом принципа совместности перемещений призм скола  $II_i$  и контактирующих с ними пород зоны II.

Второй особенностью зоны I шарнирно-блокового перемещения пород является локальный контакт породных слоев друг с другом с образованием в центральной части пролетов блоков полостей между соседними породными пластами (см. рис. 20.3). С учетом не только вертикальных, но и горизонтальных подвижек пород надугольной толщи анализируемая особенность оказывает существенное влияние на параметры силового взаимодействия породных блоков, слагающих зону I.

В понятие локального контакта мы вкладываем взаимодействие первого породного блока с обрушенными породами зоны II и взаимодействие остальных (по мощности зоны I) породных блоков между собой в основном в окрестности квазипластических шарниров, являющихся границами этих блоков.

Общепризнанным является тот факт, что образование и раскрытие нормальных к напластованию трещин в области действия растягивающих напряжений происходит под углом  $\psi$  полных сдвижений, величина которого по Донбассу для пологих пластов оценивается в  $70-75^\circ$  (на рис. 20.3 показано пунктирными линиями  $C_1 - C_2 - C_3$  и  $D_1 - D_2 - D_3$ ). Отклонение  $\psi$  от нормали к напластованию очевидно связано с параметрами защемления породных слоев на границе с выработанным пространством.

Породные слои в зоне I формируют шарнирно-блоковую распорную систему последовательно от ближнего к зоне II породного слоя до дальнего на границе с зоной плавного опускания пород. При этом в каждом последующем породном слое сечение с трещиной, соответствующее максимуму изгибающего момента, перемещается в сторону выработанного пространства. Это обусловлено, на наш взгляд, нежестким защемлением породных слоев, вызванного интенсивным смещением и частичным разупрочнением пород в зоне действия опорного давления на границе с выработанным пространством.

Для более детального рассмотрения процесса проанализировано формирование нежесткого защемления для первого шарнирно-блокового породного слоя мощностью  $m_1^I$  (см. рис. 20.3). Породный слой, деформируясь под воздействием горного давления, начиная с точки  $B_1$ , испытывает реак-



цию  $\sigma_{y_1}$  со стороны обрушенных пород зоны II (см. рис. 20.1 и рис. 20.2). Эта часть эпюры реакции  $\sigma_{y_1}$  отклоняется в сторону выработанного пространства (по отношению к вертикальной границе литой полосы) в связи с повышенной деформативностью обрушенных пород зоны II, что было рассмотрено ранее. Суммарное действие напряжений  $\sigma_{y_1}$  создает изгибающий момент, направленный на повышение устойчивости породного слоя и передвигает максимум изгибающего момента в сторону выработанного пространства.

Второй породный слой мощностью  $m_2^I$ , деформируясь совместно с первым слоем, испытывает аналогичные (в определенной степени) геомеханические процессы. Правее точки  $D_2$  (см. рис. 20.3) благодаря совместному вертикальному перемещению первого и второго слоев по плоскости их контакта действуют нормальные напряжения  $\sigma_{y_2}$ . Левее точки  $D_2$  благодаря повороту консоли первого слоя контакт двух слоев должен исчезнуть и по линии  $D_2^I - D_2$  во втором слое будет образовываться квазипластический шарнир. Однако, шахтные исследования [84, 109, 110, 112] и моделирование на эквивалентных материалах [33, 34, 49, 113] показывают, что во втором породном слое квазипластический шарнир возникает по линии  $D_3^I - D_3$ , смещенной в сторону выработанного пространства относительно линии  $D_2^I - D_2$ . На наш взгляд, это обусловлено следующими причинами. С одной стороны, поворот породного блока первого слоя осуществляется не вокруг точки  $D_2$ , а вокруг точки  $O$  на нейтральной оси слоя (см. рис. 20.3 и рис. 20.4). При этом некоторая часть поверхности первого слоя левее точки  $D_2$  будет перемещаться вверх, создавая на этом участке контакт со вторым породным слоем. С другой стороны, при образовании шарнирно-блоковой распорной системы в первом породном слое происходит его частичная разгрузка от горного давления, что также способствует перемещению поверхности породного блока первого слоя навстречу деформирующемуся второму породному слою.

Перечисленные факторы обеспечивают контакт слоев на участке  $B_2 - D_2$  и действие нормальных напряжений  $\sigma_{y_2}$ , которые преобразуют эпюру изгибающих моментов во втором слое таким образом, что максимум изгибающего момента перемещается в сторону выработанного пространства, где и происходит образование квазипластического шарнира второго породного слоя зоны I.

Аналогичные по физической сущности геомеханические процессы происходят на других торцах породных блоков слоев зоны I, расположенных в выработанном пространстве (см. рис. 20.3, линии  $C_1 - C_2 - C_3$ ,  $C_1 - C_1'$  и  $C_2 - C_2'$ ).

В результате в зоне I образуется шарнирно-блоковая распорная система, имеющая определенную несущую способность и характеризующаяся локальным контактом соседних слоев в окрестности квазипластических шарниров, расположенных по высоте зоны I под углом  $\psi$  полных сдвижений. В первом приближении можно считать, что границы полостей между слоями (см. рис. 20.3, линии  $A_1 - A_2 - A_3$  и  $B_1 - B_2 - B_3$ ) также расположены под углом  $\psi$ , так как механизм их образования аналогичен механизму формирования локальных контактов в окрестности квазипластических шарниров.

Третьей особенностью зоны I шарнирно-блокового перемещения пород является развитие горизонтальных перемещений породных слоев относительно друг друга. В работах [33, 120] при моделировании на эквивалентных материалах и методом конечных элементов установлены закономерности горизонтальных сдвижений породных слоев надугольной толщи: породы непосредственной и основной кровли смещаются в сторону угольного пласта, причем величина смещений снижается при движении к дневной поверхности и на высоте  $(6...15)m_y$  направление горизонтальных перемещений породных пластов меняется на противоположное, то есть в сторону выработанного пространства. Механизм влияния горизонтальных перемещений породных слоев на их устойчивость рассмотрен с использованием схемы на рис. 20.3. Установлено, что горизонтальные смещения первого слоя (мощностью  $m_1^I$ ) зоны I в сторону угольного пласта больше, чем второго и составляют  $(0,05...0,30)m_y$  [33, 34, 120]. При такой величине перемещений соседних породных слоев друг относительно друга нарушается их связь и они взаимодействуют между собой по плоскости напластования только посредством сил трения  $\tau_{y_i}(x)$ , возникающих за счет действия нормальных напряжений  $\sigma_{y_i}(x)$  по плоскости  $i$ . Поскольку первый породный слой зоны I смещается в сторону угольного пласта, то со стороны обрушенных пород зоны II на него действуют реактивные касательные напряжения  $\tau_{y_i}(x)$ , направленные в сторону выработанного пространства. Суммарное действие касательных напряжений  $\tau_{y_i}(x)$  на участке  $B_1 - D_2'$  создают момент относительно точки  $O$  поворота породного блока, направленный на удержание от дальнейшего перемещения в сторону обрушенных пород зоны II. Таким образом, благодаря касательным напряжениям  $\tau_{y_1}$  создается так называемый «восстанавливающий» момент, повышающий устойчивость распорной шарнирно-блоковой системы первого породного слоя и увеличивающий, тем самым, сопротивление процессам сдвижения надугольной толщи.

На контакте первого и второго породных слоев зоны I также действуют касательные напряжения трения  $\tau_{y_2}$ ; их направление воздействия на первый породный слой определяется преимущественной величиной горизон-

тального перемещения первого слоя по отношению к перемещению второго слоя и показано на рис. 20.3. Касательные напряжения  $\tau_{y_2}$  действуют в сторону выработанного пространства и их сумма по длине контакта  $B_1 - D_2$  создает момент относительно точки  $O$  (снижающий устойчивость породного блока первого слоя), который можно условно назвать «опрокидывающий». Соотношение «опрокидывающего» и «восстанавливающего» моментов зависит от координаты точки  $O$  и суммарных величин касательных напряжений, действующих по линиям  $B_1 - D_2'$  и  $B_1 - D_2$  (см. рис. 20.3).

Для второго породного слоя (мощностью  $m_2^I$ ), как и для последующих слоев зоны I, момент от действия касательных напряжений  $\tau_{y_2}$  и  $\tau_{y_3}$  является только «опрокидывающим» в окрестности квазипластического шарнира со стороны угольного пласта (см. рис. 20.3), что обусловлено уменьшением и изменением направления горизонтальных перемещений породных пластов по высоте зоны I.

На границе породных блоков зоны I, расположенной со стороны выработанного пространства, касательные напряжения по плоскостям напластований также создают «опрокидывающий» и «восстанавливающий» моменты относительно точки  $O_1$  в первом породном слое. Во втором и последующих породных слоях момент является только «восстанавливающим» (см. рис. 20.3).

Рассмотренная особенность действия касательных напряжений, на наш взгляд, является фактором, увеличивающим длину контактов (например,  $C_2 - A_2$  и  $B_2 - D_2$ ) породных блоков соседних слоев: длина  $C_2 - A_2$  увеличивается за счет деформации породного блока второго слоя «восстанавливающим» моментом; длина  $B_2 - D_2$  увеличивается за счет изгиба породного блока «опрокидывающим» моментом. В результате квазипластические шарниры (по высоте зоны I) располагаются под углом  $\psi$  к плоскости напластования и свод зоны I на некотором расстоянии от угольного пласта замыкается, образуя разгруженную зону.

Подытоживая особенности механизма деформирования пород зоны I можно сделать три основных вывода, которые приняты во внимание при исследовании НДС надугольной толщи.

*Первый* – благодаря образованию квазипластических шарниров породные слои в виде распорной шарнирно-блоковой системы сохраняют часть несущей способности и оказывают сопротивление горному давлению.

*Второй* – процессы образования квазипластических шарниров, локальных контактов и полостей между породными слоями должны рассматриваться во взаимосвязи с учетом влияния зон опорного давления и разгрузки, что требует введения дополнительных условий и критериев в ходе расчета НДС рассматриваемой пятиэлементной системы в целом.

*Третий* – ограничение высоты зоны I обосновывается образованием свода той или иной формы, геометрические параметры которого вытекают из результатов расчета НДС системы. На процесс формирования свода влияние оказывают все особенности деформирования зоны I, рассмотренные в настоящем подразделе: момент от квазипластического шарнира, усиления подпора за счет поворота и разгрузки нижележащего породного блока, момент от действия касательных напряжений трения в зонах локальных контактов по плоскостям напластования породных слоев.

## 20.5. ОСОБЕННОСТИ НАГРУЖЕНИЯ КРЕПИ И ОХРАННОЙ ПОЛОСЫ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ

Важным этапом анализа механизма деформирования общей пятиэлементной системы (см. рис. 20.1) является рассмотрение механизма силового взаимодействия охранной литой полосы с разгрузочной полостью, рамной крепи и окружающих пород, в том числе со стороны смежного выемочного участка. Для удобства изложения и отражения сущности совместного деформирования крепь и охранная литая полоса с разгрузочной полостью названы подсистемой «крепь-полоса» как составляющая общей пятиэлементной системы.

Для иллюстрации силового взаимодействия подсистемы «крепь-полоса» с близлежащим породным массивом построена качественная схема, приведенная на рис. 20.5.

*Задача* – повышение устойчивости выемочного штрека до такой степени, чтобы обеспечить его надежное поддержание на протяжении всего периода отработки выемочного участка и повторное использование при работе на смежном участке. Данная задача напрямую связана со снижением нагрузки на рамную крепь до минимально возможного значения в конкретных горно-геологических условиях.

Принято, что рамная крепь в любом рассматриваемом сечении по длине выемочной выработки имеет предысторию нагружения, начиная с проходческого забоя. Многочисленные шахтные измерения [30, 31, 33-35, 84, 107-109, 121] показывают, что к моменту прохождения очистного забоя и на некотором расстоянии позади него рамная крепь выемочной выработки исчерпывает величину своей податливости. Поэтому возможности разгрузки близлежащего массива у крепи уже, как правило, нет, что приводит к формированию на нее значительных нагрузок. Основную часть опорного давления воспринимает охранная литая полоса по причине высокой жесткости ее материала. Этим обусловлена концентрация эпюр нагрузок  $q_{II}(x, y)$ ,  $P_{y_1}(x)$  и  $P_{y_2}(x)$  в районе  $l_1 = x_2 - x_1$  расположения литой полосы (см. рис. 20.5). Если мощность полосы  $m_{II}$  выдержана по своей ширине  $l_1$ , то эпюра  $q_{II}(x, y)$  опорного давления будет близка к равномерной. Разрушенные породы зоны II

в районе над литой полосой будут подвергаться чрезвычайно высокому опорному давлению  $q_{II}(x, y)$  и  $P_{y1}(x)$  в непосредственной близости от рамной крепи. Благодаря повышенной деформационной способности разрушенных пород высокий уровень вертикальных и горизонтальных напряжений будет действовать также над сводом крепи, что в совокупности с небольшой остаточной прочностью породы на сжатие приводит к потере устойчивости крепи выработки. Это обусловлено стесненным характером деформирования разрушенных пород: с одной стороны ограничение распорно-блоковой системой первого слоя зоны I; с другой стороны жесткий режим работы рамной крепи.

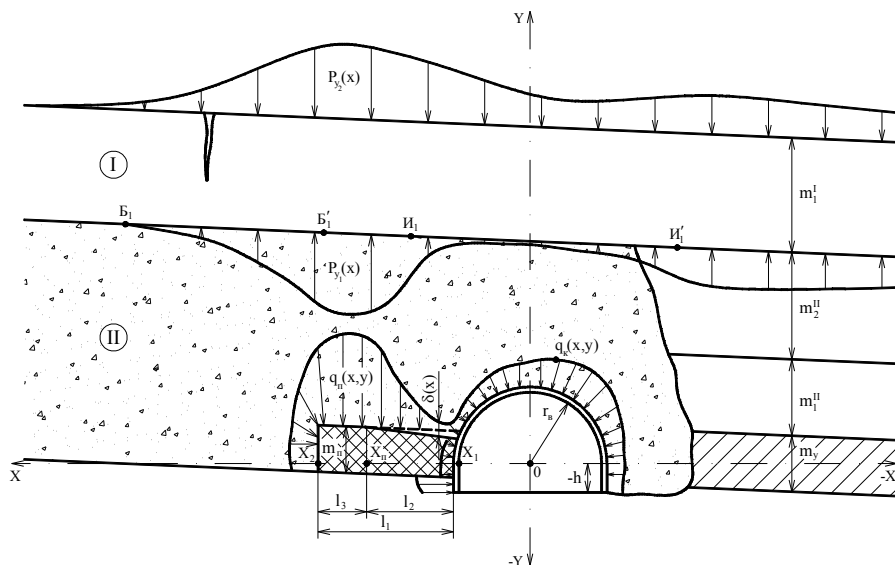


Рис. 20.5. Качественная схема взаимодействия подсистемы «крепь-полоса» близлежащим породным массивом

Таким образом, в условиях исчерпания податливости рамной крепи функцией разгрузки близлежащих пород необходимо наделить литую полосу, что и осуществлено разгрузочной полостью переменной высоты  $\delta(x)$  по ширине  $l_1$  полосы.

Разрушенные породы зоны II над выработкой и литой полосой уже увеличились в объеме в процессе предыдущих этапов деформирования. Поэтому для компенсации деформаций разгрузки этого объема пород необходима относительно небольшая разгрузочная полость высотой  $\delta(x)$  в литой полосе. Очевидно, максимальная высота  $\delta(x)$  полости должна примыкать к

контуру выработки с тем, чтобы максимально разгрузить породы кровли. На некотором расстоянии  $x_{II}$  от контура выработки разгрузочная полость заканчивается (точка П на рис. 20.5). Далее на участке  $l_3 = x_2 - x_{II}$  литая полоса имеет жесткую деформационную характеристику и здесь сосредотачивается основная часть опорного давления  $q_{II}(x, y)$ . Таким способом максимум опорного давления перемещается от контура выработки на некоторое расстояние в сторону выработанного пространства.

Критерий выбора размеров разгрузочной полости имеет физическую сущность максимальной разгрузки близлежащих к выработке разрушенных пород зоны II. Для этого необходимо, чтобы деформация пород зоны II в сторону выработки от действия разгрузочной полости была не менее деформации первого породного пласта ( $m_1^I$ ) без разрушения. Тогда на границе контакта ( $y = y_1$ ) эпюра горного давления  $P_{y_1}(x)$  будет близка к нулевой над выработкой и пригрузки на крепь со стороны вышележащей толщи не происходит. Несмотря на повышенную деформационную способность разрушенных пород зоны II полностью ликвидировать эпюру  $P_{y_1}(x)$  над выработкой вряд ли удастся и в более отдаленных (от разгрузочной полости) зонах со стороны угольного пласта смежного выемочного участка на контакте  $y_1$  все же остается некоторая величина усилий  $P_{y_2}(x)$ . Это обуславливает определенную степень несимметричности эпюры нагрузки  $q_K(x, y)$  на крепь выработки (см. рис. 20.5). Здесь возникает вопрос для исследования – что лучше (с точки зрения несущей способности крепи): или повышенная более симметричная (относительно вертикальной оси выработки) нагрузка на крепь; или пониженная, но менее симметричная нагрузка  $q_K(x, y)$  на крепь выработки? Очевидно, из-за нелинейности связи высоты разгрузочной полости  $\delta(x)$  с эпюрой  $P_{y_1}(x)$  над выработкой вопрос степени асимметричности эпюры  $P_{y_1}(x)$  ставится достаточно правомерно.

Решив вопрос о максимальной разгрузке разрушенных пород над выработкой, необходимо оценить устойчивость первого породного слоя ( $m_1^I$ ) над выработкой, так как сверху  $y = y_2$  на него действует повышенная нагрузка  $P_{y_2}(x)$ , а снизу  $y = y_1$  – пониженная реакция  $P_{y_1}(x)$ . Наиболее опасным (с точки зрения потери устойчивости) представляется сечение породного слоя, расположенное между точками  $H_1$  и  $H_1'$  (см. рис. 20.5). Таким образом, при определении оптимальных параметров разгрузочной полости литой охранной полосы необходимо комплексное рассмотрение задачи по поиску компромиссного решения между максимальной разгрузкой разрушенных пород зоны II и минимально допустимой устойчивостью первого породного слоя зоны I.

На алгоритм поиска оказывает также влияние фактор устойчивости породной бермы в районе опоры стойки рамы. При образовании в породной берме призм сползания от нагрузки со стороны литой полосы на опору стойки рамы действует значительная боковая нагрузка, деформирующая раму в целом. Поэтому необходимо также обеспечить устойчивость породной бермы за счет снижения нагрузки  $q_{II}(x, y)$  на литую полосу в районе стойки рамы.

Для определения эпюры  $q_K(x, y)$  по всему контуру рамной крепи необходимо оценить влияние слоистого породного массива со стороны угольного пласта смежного выемочного участка, который также будет воздействовать определенным образом на деформирование первого породного слоя зоны I в плане сохранения (потери) его устойчивости.

Для того чтобы реализовать рассмотренные процессы разгрузки разрушенных пород вокруг выемочной выработки, необходимо сохранить целостность самой литой полосы и, особенно, ее опорной части на участке  $l_3 = x_2 - x_{II}$ , которая является наиболее нагруженной. При этом следует рассмотреть ее трехмерное неравнокомпонентное НДС с учетом воздействия на завальный торец разрушенных пород, а с противоположной стороны – стоек рамной крепи с межрамным ограждением.

## ВЫВОДЫ

По результатам анализа особенностей механизма сдвижения пород надугольной толщи с использованием способа охраны выемочных выработок литыми полосами с разгрузочной полостью можно сделать следующие выводы.

1. В соответствии с классическими представлениями о процессах сдвижения надугольной толщи по длине выемочной выработки выделены три основных участка: впереди очистного забоя; позади крепи очистного забоя, где происходит формирование зоны шарнирно-блокового сдвижения пород в выработанном пространстве; позади очистного забоя на участке затухания влияния очистных работ.

Для второго участка необходимо рассмотрение процесса сдвижения в трехмерной постановке; для третьего участка достаточно плоской постановки задачи. Третий участок по длине выемочного штрека отличается более полными характеристиками процесса сдвижения и интегрально включает в себя параметры первых двух участков.

2. Выделено пять основных элементов, обязательных к учету и совместному рассмотрению при описании процессов сдвижения пород надугольной толщи в окрестности выемочной выработки: зона шарнирно-бокового перемещения пород, зона беспорядочного обрушения, охранная литая полоса с разгрузочной полостью, рамная крепь штрека, близлежащие слои пород смежного выемочного участка.

3. Формирование параметров силового взаимодействия рассматриваемой пятиэлементной системы существенным образом зависит от повышенных деформационных свойств обрушенных пород при их переменной мощности в поперечном сечении выемочного участка.

4. Ограничение высоты зоны шарнирно-блокового перемещения пород обосновывается образованием свода той или иной формы, на процесс формирования которого оказывают существенное влияние: параметры квази-пластических шарниров между блоками, усилия локального подпора за счет поворота и разгрузки нижележащего породного блока, момент от действия касательных напряжений трения в зонах локальных контактов по плоскостям напластования породных слоев.

5. В условиях исчерпания податливости рамной крепи функцией разгрузки близлежащих к выемочной выработке пород наделяется охранная литая полоса с разгрузочной полостью, при определении оптимальных параметров которой необходимо комплексное рассмотрение задачи по поиску компромиссного решения между максимальной разгрузкой пород зоны беспорядочного обрушения и минимально допустимой устойчивостью первого слоя пород зоны шарнирно-блокового перемещения.



## 21. ПОСТРОЕНИЕ, ОБОСНОВАНИЕ И ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ, ОХРАНЯЕМОЙ ЛИТОЙ ПОЛОСОЙ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОЛОСТЬЮ

В предыдущем разделе выполнено качественное описание особенностей механизма взаимодействия каждой составляющей сформулированной пятиэлементной системы сдвижения надугольной толщи в окрестности охраняемой выработки. В свою очередь все элементы имеют либо переменные геометрические параметры, либо слагаются из отдельных частей (рамная крепь с межрамным ограждением и забутовкой закрепного пространства) или слоев (зоны I и V на рис. 20.1) со своими механическими свойствами. Поэтому предлагаемая к исследованию напряженно-деформированного состояния пятиэлементная система чрезвычайно сложна и к настоящему времени достаточно адекватное моделирование взаимодействия ее элементов аналитическими методами не представляется возможным. С другой стороны, для решения подобного класса задач все более широко применяются численные методы и, в частности, метод конечных элементов (МКЭ). Поэтому исследование НДС рассматриваемой пятиэлементной системы проведено с помощью современных прикладных программ МКЭ.

### 21.1. ОБОСНОВАНИЕ ИСХОДНЫХ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ И ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ

В первую очередь определены размеры модели относительно выемочной выработки по глубине породного массива и по простиранию угольного пласта. Ранее обосновано количество породных слоев, слагающих зону I шарнирно-блокового сдвижения пород (3 слоя) и зону II беспорядочного обрушения (2 слоя), как наиболее характерное строение надугольной толщи рудных угольных пластов пологого падения Донбасса. Тогда, отталкиваясь от начала координат по оси  $Y$  (см. рис. 20.1) модель включает в себя угольный пласт, пять породных слоев зоны I и II и один слой над зоной I, который характеризует в соответствии с классическими представлениями начало зоны плавного опускания пород без нарушения сплошности. Таким образом, в модель входят все основные зоны надугольной породной толщи. С учетом известных среднестатистических по Донбассу размеров зон высота модели по положительному направлению координаты  $Y$  составляет до 30 м при наиболее широко распространенном (по Донбассу) интервале изменения мощности угольного пласта  $m_y = 0,9...1,5$  м.

В тестовой модели (рис. 21.1) ее высота по  $Y$  составляет всего + 17 м, од-

нако на ее верхней границе распределение нормальных напряжений  $\sigma_y$  уже близко к равномерному с величиной начального гидростатического давления  $\sigma_y \approx \gamma H \approx 5$  МПа. Это указывает на достаточность высоты модели +17 м для полноты описания процессов сдвижения породных слоев надугольной толщи ( $m_y = 1$  м) по всем рассматриваемым зонам: беспорядочного обрушения, шарнирно-блокового перемещения и плавного прогиба слоев без нарушения сплошности (см. рис. 20.1). С другой стороны, высота модели  $y = +17$  м попадает в среднестатистический интервал изменения зон I и II, оцениваемый для пласта мощностью  $m_y = 1$  м в 15-21 м в соответствии с классическими представлениями [33, 34, 84, 106-114] о механизме протекания данного процесса. Таким образом, полученный результат не противоречит существующим представлениям в части ограничения высоты модели (по положительным значениям координаты  $Y$ ) размерами зон I и II в надугольной толще выработанного пространства.

В почве угольного пласта смоделирован породный слой мощностью 3 м (см. рис. 21.1), для которого наиболее интенсивное изменение вертикальных напряжений наблюдается в окрестности выработки. С точки зрения выполнения главного критерия – обеспечения устойчивости выемочной выработки – интерес представляет в первую очередь НДС пород почвы выработки и почвы слоя под литой полосой. Анализируя эпюру вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в указанной области (по координате  $X$ ) на нижней границе модели ( $y = -3$  м), следует отметить, что отклонения  $\sigma_y$  от величины  $\gamma H$  составляют всего 10-25%, что позволяет утверждать о допус-

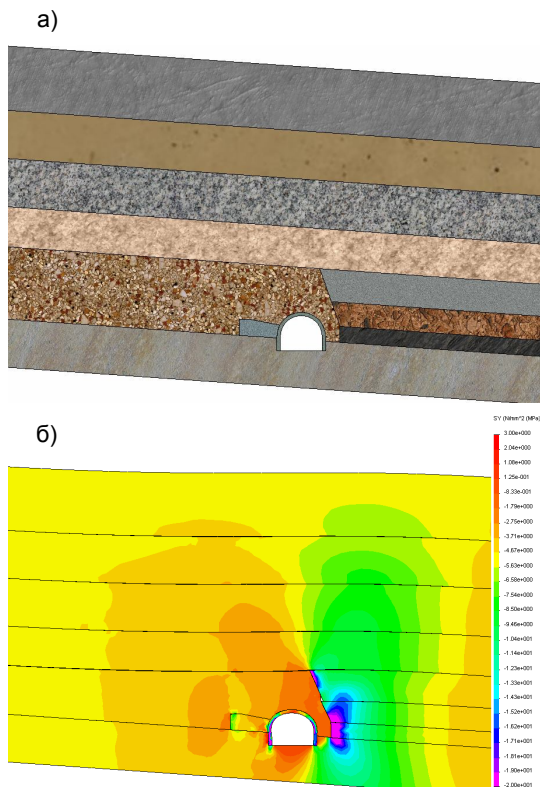


Рис. 21.1. Модель (а) и поле (б) вертикальных напряжений  $\sigma_y$  системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса»

тимости моделирования в почве угольного пласта всего одного породного слоя мощностью 3 м. В последующих исследованиях НДС системы для повышения достоверности расчетов нижняя граница модели выбрана  $y = -5$  м, а верхняя –  $y = +30$  м.

По падению (восстанию) угольного пласта размеры модели выбраны исходя из следующих соображений. Как видно из рис. 21.1, б по восстанию пласта устанавливается практически равномерное распределение вертикальных напряжений  $\sigma_y$  (на уровне гидростатического давления  $\gamma H$ ) уже на расстоянии  $X = +10...11$  м от вертикальной оси выработки. По падению пласта наблюдается ярко выраженная зона опорного давления, распространяющаяся на расстояние до  $X = -(10,5-13)$  м. Поэтому, с учетом возможных отклонений поля напряжений при иных исходных геомеханических параметрах, принят размер модели по падению  $X = -15$  м, по восстанию  $X = +15$  м (относительно вертикальной оси выработки).

Следующим этапом обоснования расчетной схемы явилась оценка влияния на НДС пятиэлементной системы угла  $\alpha$  наклона лавы. Данные исследования ограничены пологим залеганием угольных пластов, для обработки которых обычно используется погоризонтный или панельный способ подготовки шахтного поля, а угол наклона лавы изменяется в пределах  $\alpha = 0^\circ...18^\circ$ . В указанных пределах изменения  $\alpha$  были построены три модели с  $\alpha = 0^\circ, 9^\circ$ , и  $18^\circ$ , и проанализированы эпюры распределения компонент  $\sigma_y, \sigma_x, \tau_{xy}$  и приведенного напряжения  $\sigma$ . Для всех компонент напряжений наибольшие отклонения в породах надугольной толщи наблюдаются при  $\alpha = 18^\circ$ . Однако максимальные отклонения ( $\alpha = 18^\circ$ ) от средней величины ( $\alpha = 9^\circ$ ) не превышают 10%, что можно оценить как незначительное влияние при горнотехнических расчетах. Так, для компонент  $\sigma_y, \sigma_x$  и  $\sigma$  максимальные отклонения не превышают 3,0-3,7%. Исключение составляют касательные напряжения  $\tau_{xy}$ , для которых максимальные отклонения достигают 12,1-13,4%. Однако наиболее информативным параметром при оценке НДС системы является приведенное напряжение  $\sigma$ , диапазон колебаний которого находится в границах погрешности расчетов. Поэтому при дальнейших исследованиях НДС системы угол наклона лавы принят постоянным и равным среднему значению  $\alpha = 9^\circ$ .

Далее оценено влияние на НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» геометрических параметров выработки. Отметим, что крепь выемочных штреков представлена, как правило, трехзвенной арочной (близкой к циркульному своду) податливой конструкцией из спецпрофиля СВП-22 или СВП-27, что и смоделировано в расчетной схеме. В настоящее время выемочные выработки проходят в основном площадью

сечения в свету до осадки  $13,1 \text{ м}^2$  [38, 54]. Форму поперечного сечения выработки наиболее достоверно описывать, на наш взгляд, двумя параметрами: радиусом  $r_g$  свода и высотой  $h$  прямолинейной части стойки рамы, которая наиболее характерна для большинства типовых сечений [38, 54] участков подготовительных выработок арочной формы или близка к ним. Тогда в процессе податливости крепи ширина выработки составляет  $l_g = 2r_g = 4,5 \text{ м}$ , а ее высота –  $h_g = 3,2 \text{ м}$ . В соответствии с паспортом проведения любой выработки [122] закрепное пространство должно быть тщательно забутовано горной породой. Среднестатистическая ширина закрепного пространства по проектным решениям может быть принята равной  $\delta_{з.п} = 200 \text{ мм}$ . Деформационные характеристики породной забутовки в первом приближении можно оценить по работам [34, 35]: модуль деформации  $E^{заб} = 50 \text{ МПа}$ , коэффициент Пуассона  $\mu^{заб} = 0,25$ . Спецпрофиль СВП изготавливается из стали Ст.5 [38] с механическими характеристиками: расчетный предел текучести  $\sigma_T = 270 \text{ МПа}$ , модуль упругости  $E^P = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ , коэффициент Пуассона  $\mu^P = 0,3$ .

Для оценки влияния размеров выработки на НДС системы были построены две модели (при  $\alpha = 9^\circ$ ) с параметрами  $l_g = 3,5 \text{ м}$ ,  $h_g = 2,7 \text{ м}$  и  $l_g = 4,5 \text{ м}$ ,  $h_g = 3,2 \text{ м}$  при поддержании выемочного штрека рамной крепью из СВП-27 с шагом установки  $L = 0,8 \text{ м}$ . Разница компонент напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$  и  $\sigma$  в надугольной толще для двух моделей оказалась менее 1%. В литой полосе максимум отклонений компонент напряжений находится в районе стойки рамы и составляет 1,6-4,5%. В рамной металлической крепи максимумы  $\sigma$  наблюдаются в замке свода, в районе узлов податливости и в стойке рамы на контакте с породами бермы штрека под литой полосой. Колебания максимумов  $\sigma$  для двух моделей составляют 7,5-16,3%, но, если рассматривать этот диапазон колебаний относительно усредненного размера выработки ( $l_g = 4 \text{ м}$ ,  $h_g = 3 \text{ м}$ ), то максимальные отклонения  $\sigma$  будут менее 10% и достаточно обосновано дальнейшие исследования НДС системы проведены при постоянных усредненных размерах выемочного штрека. Эти результаты получены при определенном соотношении геомеханических параметров на глубине  $H = 200 \text{ м}$ . Очевидно, с ростом глубины разработки колебания  $\sigma$  в рамной крепи увеличатся, что явилось предметом исследования в последующих разделах работы. Однако можно обоснованно утверждать, что размеры выработки (в указанном интервале изменения) не будут оказывать сколь-нибудь существенного влияния на НДС пород надугольной толщи.

Размещение выемочного штрека относительно мощности угольной пласта моделируется с его верхней и нижней подрывкой как наиболее часто применяемый на пологих пластах Донбасса вариант с точки зрения устойчивости штрека и эффективности перегрузки угля с забойного конвейера на

скребковый перегружатель транспортного штрека. С учетом фактора устойчивости породной бермы штрека, образованной при нижней подрывке угольного пласта, и высокой вероятности пучения пород почвы штрека высота породной бермы обычно составляет 0,7-1,3 м. Высота  $h$  прямолинейной части стойки рамы по типовым сечениям [54] выработок арочной формы составляет 0,9-1,2 м. Поэтому принято обоснованное решение совместить начало координат (точку  $O$  на рис. 20.1) с началом прямолинейного участка стоек по вертикальной оси выработки. Тогда при усредненных размерах выемочного штрека ( $r_g = 2$  м и  $h = 1$  м) с учетом наклона лавы ( $\alpha = 9^\circ$ ) высота бермы в боках выемочного штрека составит 0,69-1,31 м.

Теперь перейдем к обоснованию диапазонов изменения исходных геометрических параметров расположения выемочного штрека.

Глубина  $H$  ведения очистных работ на пологих пластах Донбасса изменяется в довольно широких пределах от 125-585 м в Западном Донбассе, до 400-1000 м, иногда более, в Центральном и Восточном Донбассе. Поэтому для повышения представительности исследований принят их интервал по параметру  $H = 200...1000$  м.

Ранее был обоснован наиболее распространенный на пологих пластах Донбасса интервал изменения мощности угольных пластов  $m_y = 0,9...1,5$  м. Более 90% пологих пластов Донбасса попадают в интервалы изменения механических характеристик угля: предел прочности на одноосное сжатие  $\sigma_{сж}^y = 10...40$  МПа, модуль деформации  $E^y = (0,2...0,5) \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $E^y = 0,25...0,35$ , угол внутреннего трения  $\varphi^y = 25...35^\circ$ .

Породные слои надугольной толщи зон I и II (см. рис. 20.2) моделируются в следующих интервалах изменения геометрических и механических параметров, которые охватывают не менее 80-85% горно-геологических условий пологих пластов Донбасса. Мощность породного слоя  $m_4^I$  зоны плавного прогиба слоев без нарушения сплошности принимается постоянной  $m_4^I = 5$  м, так как он является граничным слоем модели, несущественно влияющим на НДС системы (см. рис. 21.1, б). Остальные породные слои надугольной толщи изменяются в пределах  $m_1^{II} = 1...4$  м,  $m_2^{II} = 2...5$  м,  $m_1^I = 2...6$  м,  $m_2^I = 3...8$  м,  $m_3^I = 3...8$  м. Помимо объективного отражения горно-геологических условий такие интервалы соответствуют, во-первых, средне-статистическим размерам зоны II беспорядочного обрушения и зоны I шарнирно-блокового сдвижения, а, во-вторых, обоснованной ранее высоте модели  $y = +30$  м. Мощность породного слоя почвы принята  $m_{поч} = 5$  м в соответствии с нижней границей модели  $y = -5$  м.

Углевмещающие породы представлены в основном слабыми и средней крепости аргиллитами, алевролитами и песчаниками с пределом прочности

на одноосное сжатие  $\sigma_{сж_i}^{I,II} = \sigma_{сж}^{поч} = 10...80$  МПа (индекс «поч» обозначает свойства пород почвы). Угол внутреннего трения пород изменяется от 20-25° у аргиллитов и алевролитов, до 30-35° – у песчаников [30, 31, 121, 123]. Деформационные свойства представленных пород также изменяются в широких пределах [30, 31, 121, 123]: модуль деформации слабых аргиллитов и алевролитов составляет  $(0,2...0,4) \cdot 10^4$  МПа, а песчаников средней крепости возрастает до  $(1...2) \cdot 10^4$  МПа; коэффициент Пуассона изменяется в пределах  $\mu_i^{I,II} = \mu^{поч} = 0,2...0,35$ .

Параметры литой полосы с разгрузочной полостью имеют следующие интервалы изменения. Высота литой полосы  $m_{II}$  определяется мощностью  $m_y$  угольного пласта с учетом отжима угля в забое и величины плавного опускания пород кровли на участке ( $Z = 4...7$  м) от угольного забоя до расположения механизированной крепи-опалубки. Исследования [34, 35] смещений пород кровли выемочных штреков в окрестности сопряжений с лавой (на шахтах Западного и Центрального районов Донбасса) показали, что на интересующем нас участке величина опускания кровли составляет до 50-80 мм. Величина отжима угольного пласта в плоскости забоя зависит от механических свойств угля и пород надугольной толщи и обычно не превышает нескольких десятков миллиметров. Поэтому высоту  $m_{II}$  литой полосы можно оценить как  $m_{II} = (0,85...0,9)m_y$ .

Ширина литой полосы  $l_1$  определяется конструкцией механизированной крепи-опалубки, которая учитывает технологические факторы по трудоемкости, безопасности, возможности в целом выполнения операций по возведению полосы в выработанном пространстве. Поэтому максимальная ширина полосы, по нашему мнению, не должна превышать 3 м, а минимальная ширина полосы, равная 1,5 м, принята из соображений реализации ее функций по охране выемочного штрека. Таким образом, принят интервал изменения ширины литой полосы  $1,5 \text{ м} \leq l_1 \leq 3 \text{ м}$ . Ширина  $l_2$  разгрузочной полости в соответствии с величиной  $l_1$  принимается в диапазоне  $0,5 \text{ м} \leq l_2 \leq 2 \text{ м}$ . Максимальная высота  $\delta(X_1)$  разгрузочной полости (см. рис. 20.2) принята в интервале  $0,1 \text{ м} \leq \delta(X_1) \leq 0,2 \text{ м}$ .

Механические характеристики материала литой полосы в соответствии с исследованиями свойств бетонов [98-100] приняты в следующих диапазонах изменения:  $\sigma_{сж}^{II} = 10...40$  МПа,  $E^{II} = 1,5...2,5 \cdot 10^4$  МПа,  $\varphi^{II} = 30^\circ$ ,  $\mu^{II} = 0,2...0,25$ . Обосновав исходные геомеханические и горнотехнические параметры модели, проанализируем результаты расчета НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» (для конкретного отдельно взятого сочетания параметров) на предмет непротиворечия классическим представ-

лениям о протекании процесса взаимодействия элементов системы.

Одной из наиболее информационных компонент поля напряжений является вертикальная нормальная составляющая  $\sigma_y$  (см. рис. 21.1, б). Ранее было отмечено, что на высоте надугольной толщи  $y - m_y = 16m_y$  в модели практически не наблюдается значительных (более 10%) колебаний  $\sigma_y$  по координате  $X$ , то есть нет ярко выраженных зон разгрузки и опорного давления. Этот факт соответствует установленному по Донбассу интервалу изменения зон беспорядочного обрушения и шарнирно-блокового сдвижения, равному  $(15...21)m_y$ . Второй факт непротиворечия классическим представлениям – наличие зоны опорного давления в угольном пласте и породах надугольной толщи со стороны смежного выемочного участка. Максимум опорного давления располагается на расстоянии  $(2...3)m_y$  от выемочного штрека и составляет  $(3...3,4)\gamma H$ , а зона опорного давления распространяется на  $(7...8)m_y$  при глубине заложения выработки  $H = 200$  м. Третий факт – образование области разгрузки со стороны выработанного пространства. В рассматриваемом примере высота области разгрузки достигает  $12m_y$ , охватывая зоны беспорядочного обрушения и шарнирно-блокового сдвижения надугольной толщи, а ширина области разгрузки распространяется до  $10m_y$ , за которой вертикальные напряжения  $\sigma_y$  стабилизируются в районе величины  $\gamma H$ . Эти результаты также качественно согласуются с современными представлениями о геомеханических процессах в окрестности очистных работ. Четвертый факт – наличие областей опорного давления и разгрузки в почве пласта и приближение  $\sigma_y$  к величине гидростатического давления  $\gamma H$  на их границе – усиливает вывод о том, что качественное описание деформирования пород вокруг выемочного штрека не противоречит накопленным к настоящему времени результатам шахтных и лабораторных исследований.

## 21.2. ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ НА АДЕКВАТНОСТЬ РЕАЛЬНЫМ УСЛОВИЯМ ОБЪЕКТА ИССЛЕДОВАНИЙ

Анализ поля напряжений  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$  подтверждают ранее сделанные выводы об адекватности результатов моделирования реальным геомеханическим процессам в окрестности выемочного штрека (рис. 21.2, б). Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  наглядно иллюстрируют прогибы слоев надугольной толщи в выработанном пространстве и в зоне опорного давления. Породные слои надугольной толщи над выработанным пространством прогибаются в его сторону, о чем свидетельствуют растягивающие напряжения в

нижних частях слоя и сжимающие напряжения в верхней части каждого слоя (см. рис. 21.2, а). В зоне опорного давления происходит консольное защемление (разной степени жесткости) породных слоев и растягивающие напряжения  $\sigma_x$  возникают в верхней части слоя, а сжимающие – в нижней. На поверхности почвы угольного пласта в зоне опорного давления имеется концентрация сжимающих напряжений  $\sigma_x = (5...8)\lambda\gamma H$ , что указывает на необходимость оценки устойчивости почвы угольного пласта вблизи выработки со стороны смежного выемочного участка (здесь  $\lambda = \frac{1}{3}$  – коэффициент бокового распора).

Прогиб породных слоев надугольной толщи не ограничивается зонами I и II (см. рис. 20.1), а распространяется вглубь по ее высоте, что также соответствует классическим представлениям [33, 34, 84, 107, 108].

Эпюра распределения касательных напряжений  $\tau_{xy}$  в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» (см. рис. 21.2, б) по ряду основных факторов не противоречит существующим закономерностям сдвижения углевмещающей толщи пород. В зоне опорного давления для каждого породного слоя надугольной толщи касательные напряжения  $\tau_{xy}$  в верхних слоях направлены в сторону выработочного пространства, а в нижних слоях – в сторону прилегающего массива угля. Это указывает на горизонтальную подвижку породных слоев в зоне опорного давления, направленную в сторону прилегающего массива угля, и убывающую по величине с ростом вертикальной координаты У. В выработанном пространстве направление касательных напряжений  $\tau_{xy}$  по плоскостям напластований меняется на противоположное, что указывает на горизонтальные подвижки породных

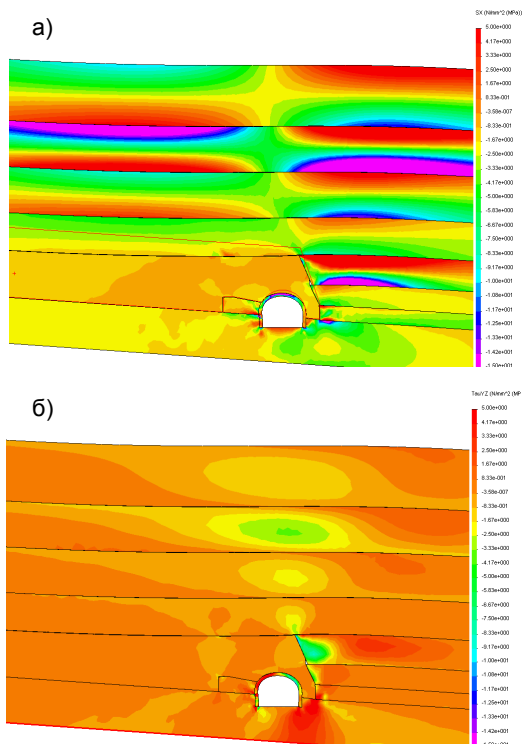


Рис. 21.2. Горизонтальные  $\sigma_x$  (а) и касательные  $\tau_{xy}$  (б) напряжения в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса»



слоев в сторону выработанного пространства, которые также убывают по величине с ростом координаты  $Y$ . Эти выводы качественно согласуются с результатами моделирования на эквивалентных материалах [33].

Следующий факт качественного согласования результатов моделирования – расположение максимумов касательных напряжений (максимальные горизонтальные подвижки породных слоев) в зонах наибольших их изгибов: в выработанном пространстве в районе касания с обрушенными породами зоны II и в зоне опорного давления по линии, примерно, соответствующей линии полных сдвижений. Причем, в выработанном пространстве угол наклона линии расположения максимумов  $\tau_{xy}$ , примерно, соответствует отрицательному значению угла полных сдвижений, что отражено в особенностях механизма деформирования надугольной толщи (см. рис. 20.1-20.3). Также согласуется факт совпадения максимума касательных напряжений в почве пласта с максимумом опорного давления.

Величина касательных напряжений  $\tau_{xy}$  по ряду участков плоскостей напластования углевмещающей толщи достигает значения 2-3 МПа при  $\gamma H = 5$  МПа, что указывает на нарушение сцепления смежных породных слоев и их взаимном перемещении друг относительно друга по плоскостям напластования. Эта особенность учтена в предлагаемой модели, поскольку при отсутствии проскальзывания слоев величина  $\tau_{xy}$  увеличивается в несколько раз и наверняка нарушит слабую связь породных слоев в плоскости напластования.

Таким образом, установлено, что предлагаемая модель достаточно адекватно описывает процесс деформирования углевмещающей толщи пород.

Для более детального анализа НДС крепи выемочной выработки, литой полосы и прилегающих пород выделен фрагмент модели более крупного масштаба (рис. 21.3, рис. 21.4).

В кровле выработки эпюра вертикальной нагрузки на крепь асимметрична относительно ее вертикальной оси с максимумом, направленным в сторону выработанного пространства под углом 20-40°. Величина максимума превышает в 1,5-3 раза напряжения  $\sigma_y$  на остальных участках приконтурных пород по ширине свода выработки (см. рис. 21.1, б). Такая асимметрия нагрузки подтверждена соответствующими шахтными измерениями [33-35, 107, 109]. Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  в кровле выработки практически отсутствуют, что указывает на разгруженное состояние приконтурных пород. По этой причине в рассматриваемой области приведенные напряжения  $\sigma$  имеют пониженную интенсивность с асимметрией в сторону выработанного пространства.

В боках выработки со стороны угольного пласта пониженная нагрузка в районе пяты свода переходит в повышенную (в 1,5-4 раза) в почве пласта в районе опоры стойки рамы, что может вызывать скол породной бермы и деформирование стойки в полость выработки. Горизонтальные напряжения

$\sigma_x$  в районе прямолинейной части стойки рамы изменяются от нулевого до растягивающих значений  $\sigma_x = 1...2$  МПа, область действия которых напоминает призму скольжения. В районе опоры стойки действует максимум сжимающих напряжений  $\sigma_x$ , что подтверждает вывод о высокой вероятности потери устойчивости породной бермы и стойки рамы, которая нередко наблюдалась в выемочных штреках [31, 124-126].

Под литой полосой породы почвы испытывают разгрузку в районе прямолинейной части стойки и на некоторых локальных участках возникают растягивающие напряжения  $\sigma_y$ . На этих же участках (ближе к опоре стойки) действуют растягивающие горизонтальные напряжения  $\sigma_x$ , что обусловлено, на наш взгляд, горизонтальным деформированием стойки в полость выработки, при котором разгружаются приконтурные породы. На контакте породной бермы с литой полосой действуют сжимающие напряжения  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  вблизи стойки рамы, которые создают на нее боковую нагрузку (особенно концентрация  $\sigma_x$ ), приводящую к горизонтальному деформированию рамы. Таким образом, и со стороны литой полосы существует высокая вероятность потери устойчивости породной бермы и стойки рамы, что имеет место на практике.

Отмеченные особенности поля напряжений создают условия развития пучения почвы выработки: вертикальные напряжения  $\sigma_y$  меняют знак и становятся растягивающими на глубине до 0,5-1 м от поверхности почвы, а растягивающие горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  в этой области указывают на смещение поверхностных слоев почвы в полость выработки. Это состояние усиливает негативный эффект концентрации сжимающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  под опорами стоек рамы, которые деформируются навстречу друг другу, что может привести к потере устойчивости рамной крепи в целом. Картина сближения стоек рамы при пучении почвы весьма распространена в выемочных штреках, расположенных в породах малой и средней крепости.

Напряженное состояние литой полосы характеризуется более высокой концентрацией вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в ее опорной части (на участке  $l_3$ ) и пониженными напряжениями  $\sigma_y$  по длине  $l_2$  разгрузочной полости, что указывает на присутствие эффекта разгрузки в непосредственной близости от выемочного штрека и выполнение литой полосой своих первоначально задаваемых функций. В то же время наблюдается локальная концентрация растягивающих напряжений  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  вблизи стойки рамы на контакте с породной бермой, которая может привести к разрушению литой полосы. Поэтому в дальнейших исследованиях обязательна оценка целостного состояния литой полосы.

Последним элементом тестирования модели на адекватность реальным

условиям является рамная крепь. Она нагружена преимущественно со стороны пород кровли с асимметрией в направлении выработанного пространства, а опоры стойки деформируются навстречу друг другу из-за пучения почвы. При такой эпюре нагружения рамы (в соответствии с методами строительной механики) максимумы изгибающего момента возникают, как

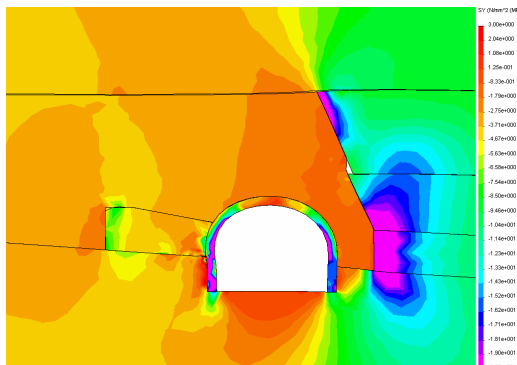


Рис. 21.3. Распределение вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в окрестности выемочной выработки

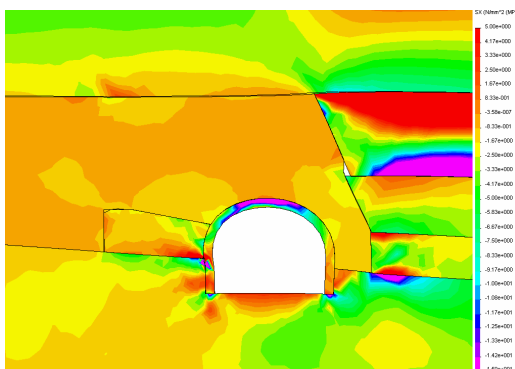


Рис. 21.4. Распределение горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в окрестности выемочной выработки

правило, в замке (эпюра  $\sigma_x$  на рис. 21.4) и пятах (эпюра  $\sigma_y$  на рис. 21.3) свода рамы. Наиболее наглядно месторасположение максимумов изгибающего момента можно проследить на эпюре приведенного напряжения  $\sigma$ . Кроме этого, возникают два локальных максимума изгибающего момента в прямолинейной части стойки рамы со стороны литой полосы, которые объясняются сдвижением породной бермы в сторону выработки. Таким образом, НДС рамной крепи не противоречит результатам ее расчета методами строительной механики.

Подитоживая в целом результаты тестирования предложенной модели взаимодействия элементов системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса», можно сделать вывод об адекватности реальным условиям объекта исследований результатов расчета НДС для каждого из пяти элементов данной модели, которая принята за базовую в дальнейших исследованиях по выбору рациональных параметров системы.

На основании анализа и обобщения горно-геологических и горнотехнических сведений о параметрах залегания, подготовки и отработки пологих пластов Донбасса построена модель сдвига слоистого породного массива в окрестности выемочного штрека, охраняемого литой полосой с разгрузочной полостью. Для этих условий обоснованы интервалы изменения основных параметров элементов,

входящих в исследуемую систему.

Анализ НДС тестовой модели позволил аргументировано выбрать ее размеры исходя из тенденции затухания возмущений компонент напряжений, связанных с очистными работами, до уровня незначительных колебаний на границах модели. Доказано, что наиболее объективно рассматривать слоистую углевмещающую толщу с возможностью проскальзывания слоев относительно друг друга по плоскостям напластований.

Подтверждено непротиворечие результатов тестового моделирования основным положениям современных исследований геомеханических процессов в зоне влияния очистных работ.

## 22. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ВЛИЯНИЯ ПАРАМЕТРОВ УГОЛЬНОГО ПЛАСТА НА НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ-ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА»

### 22.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

На пологих пластах Донбасса наиболее представительный интервал изменения мощности угольных пластов составляет  $m^y = 0,9...1,5$  м, что подтверждает каталог шахтопластов Донецкого угольного бассейна [52]. С целью охвата данного интервала построено три модели: I –  $m^y = 0,9$  м, II –  $m^y = 1,2$  м, III –  $m^y = 1,5$  м с постоянными механическими характеристиками угольного пласта  $E^y = 0,3 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^y = 0,30$ ,  $\varphi^y = 30^\circ$ . Для исключения влияния на НДС системы структуры углевмещающих пород она принята постоянной для всех трех моделей (рис. 22.1), которая наиболее объективно отражает усредненную структуру углевмещающих пород пологопадающих пластов Донбасса.

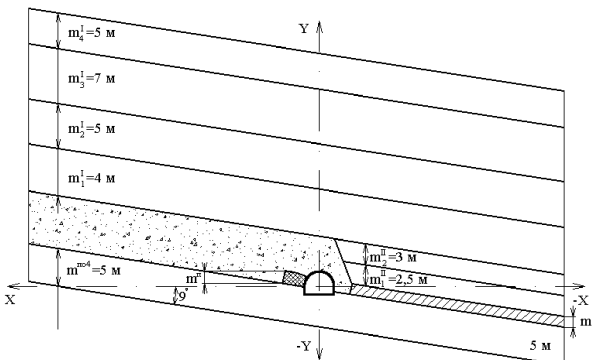


Рис. 22.1. Модель оценки влияния мощности угольного пласта и его деформационных характеристик на НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса»

Почва представлена породным слоем мощностью  $m^{поч} = 5$  м с модулем деформации  $E^{поч} = 0,2 \cdot 10^4$  МПа, коэффициентом Пуассона  $\mu^{поч} = 0,25$  и углом внутреннего трения  $\varphi^{поч} = 20^\circ$ .

Породные слои зоны II беспорядочного обрушения имеют мощность

$m_1^{II} = 2,5$  м,  $m_2^{II} = 3$  м с постоянным коэффициентом Пуассона  $\mu_1^{II} = \mu_2^{II} = 0,25$ .

Зона шарнирно-блокового сдвижения представлена

тремя слоями ( $m_1^I = 4$  м,  $m_2^I = 5$  м и  $m_3^I = 7$  м) и еще один слой ( $m_4^I = 5$  м) представляет начало зоны плавного прогиба слоев без нарушения сплошности, которые в совокупности представляют зону I (см. рис. 20.1) с постоянным коэффициентом Пуассона  $\mu_i^{II} = 0,25$  ( $i = 1, 2, 3, 4$ ). Выработанное пространство, заполненное обрушенными породами зоны II изменяется по мощности от

5,5 м ( $m_1^{II} + m_2^{II}$ ) около выемочного штрека до 5,5 – 0,5 м<sup>у</sup> в выработанном пространстве посередине лавы в соответствии с установленной для Донбасса [34] величиной 0,5 м<sup>у</sup> свободного опускания пород кровли. Модуль деформации обрушенных пород и коэффициент Пуассона приняты постоянными  $E^{об} = 50$  МПа,  $\mu^{об} = 0,3$ . Эти деформационные характеристики в первом приближении приняты по работам [33, 35, 36, 38, 55].

В соответствии с обоснованием моделей в предыдущем разделе принимаются следующие параметры выработки, крепи и литой полосы. Выемочный штрек проводится по угольному пласту со смешанной подрывкой: подрывка почвы со стороны угольного пласта 0,7 м, со стороны литой полосы – 1,3 м. Размеры выработки в свету: радиус свода  $r_g = 2$  м, высота прямолинейной части стойки рамы  $h = 1$  м. Крезь выработки – рамная трехзвенная податливая из спецпрофиля СВП-27 с шагом установки 0,8 м вдоль выработки. Модуль упругости стали Ст.5  $E^P = 21 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^P = 0,3$ , расчетный предел текучести  $\sigma_T = 270$  МПа. Затяжка межрамного пространства деревянная с модулем деформации  $E^3 = 0,2 \cdot 10^4$  МПа, размером 800 × 200 × 40 мм. Закрепное пространство толщиной 200 мм забутовано породой и имеет деформационные характеристики  $E^{заб} = 50$  МПа,  $\mu^{заб} = 0,3$ .

Ширина разупрочненных пород со стороны угольного пласта по его почве составляет 2 м ( $r_g$ ). Над угольным пластом геометрия зоны разупрочнения определяется углом 70° полных сдвижений с деформационными характеристиками как и в выработанном пространстве.

Литая полоса имеет размеры: общая ширина  $l_1 = 2,5$  м, ширина разгрузочной полости  $l_2 = 1,5$  м, ширина опорной части  $l_3 = 1$  м, высота разгрузочной полости  $\delta = 0,2$  м. Высота  $m^{II}$  полосы переменна для трех моделей и составляет  $(0,85...0,9)m^y$ : модель I –  $m^{II} = 0,8$  м; II –  $m^{II} = 1,0$  м; III –  $m^{II} = 1,3$  м. Материал литой полосы – бетон с деформационными характеристиками  $E^{II} = 0,2 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^{II} = 0,2$ .

Глубина расположения выработки  $H = 400$  м, угол падения пласта  $\alpha = 9^\circ$ .

## 22.2. ВЛИЯНИЕ НА НДС СИСТЕМЫ МОЩНОСТИ УГОЛЬНОГО ПЛАСТА

Исследование НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» при изменении мощности угольного пласта произведено при постоянной структуре углевмещающего массива (см. рис. 22.1), но при переменных механических характеристиках (модуль деформации и угол внутреннего трения) слоев надугольной толщи с целью получения более представительных результатов. Анализ выполнен по трем вариантам (А, Б и В) соотношения механических характеристик слоев надугольной толщи, которые сведены в таблицу 22.1. Таким образом, всего рассмотрено девять результатов расчета НДС по четырем компонентам напряжений: вертикальным нормальным  $\sigma_y$ , горизонтальным нормальным  $\sigma_x$ , касательным  $\tau_{xy}$  и приведенным напряжениям  $\sigma$ .

Таблица 22.1

Породные слои углевмещающей толщи	Механические характеристики: модуль деформации $E_i^j \cdot 10^4$ , МПа; угол внутреннего трения $\varphi_i^j$ , град					
	$E_i^j$	$\varphi_i^j$	$E_i^j$	$\varphi_i^j$	$E_i^j$	$\varphi_i^j$
$m_4^I$	0,2	20°	0,2	20°	1	30°
$m_3^I$	0,2	20°	1	30°	0,2	20°
$m_2^I$	0,2	20°	0,2	20°	1	30°
$m_1^I$	0,2	20°	1	30°	0,2	20°
$m_2^{II}$	0,2	20°	0,2	20°	0,2	20°
$m_1^{II}$	0,2	20°	0,2	20°	0,2	20°
	А		Б		В	

На рис. 22.2 приведены эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  для трех мощностей угольного пласта  $m^y = 0,9, 1,2$  и  $1,5$  м при однородном углевмещающем массиве (вариант А). Качественный вид эпюр  $\sigma_y$  имеет особенности, аналогичные (например, зоны опорного давления и разгрузки) тестовой модели (см. рис. 21.1, б). Максимальные изменения размеров зон опорного давления и разгрузки составляют всего 1,7-4,2% при увеличении мощности угольного пласта от 0,9 до 1,5 м; если же производить сравнение относительно средней мощности ( $m^y = 1,2$  м), то отклонения будут практически в два раза меньше. Максимальные напряжения в опорной зоне повышаются

всего на 3,3%, а минимальные напряжения в зоне разгрузки колеблются в интервале 2,4-4,9%.

С увеличением мощности угольного пласта увеличивается высота  $m^{\text{II}}$  литой полосы от 0,8 до 1,3 м и это, на наш взгляд, основной фактор, влияющий на ее НДС. Однако увеличение компоненты  $\sigma_y$  относительно невелико как в опорной, так и разгрузочной частях полосы и составляет от 8,4 до 13,6%. В породах почвы выработки и породной берме под литой полосой эпюра  $\sigma_y$  остается практически неизменной. В рамной крепи максимальные изменения  $\sigma_y$  происходят на контакте породной бермы со стороны угольного пласта со стойкой рамы, но не превышают 6,5%. По остальному контуру рамной крепи колебания  $\sigma_y$  ниже 4,3%.

Для вариантов Б и В существенной неоднородной надугольной толщи имеется ряд отличий эпюры распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  по отношению к варианту А однородной среды. Во-первых, имеется скачок ширины как зоны разгрузки, так и зоны опорного давления в более жестких породных слоях:  $m_1^{\text{I}}$  и  $m_3^{\text{I}}$  в варианте Б,  $m_2^{\text{I}}$  и  $m_4^{\text{I}}$  в варианте В. Во-вторых, в более жестких слоях наблюдается большие по величине концентрации напряжений также в зонах опорного давления и разгрузки. Данные факты объясняются условиями совместного деформирования породных слоев, когда, например, в зоне разгрузки менее жесткий слой разгружается в большей степени, когда находится под защитой более жесткого слоя и, наоборот, в меньшей степени, если под ним находится

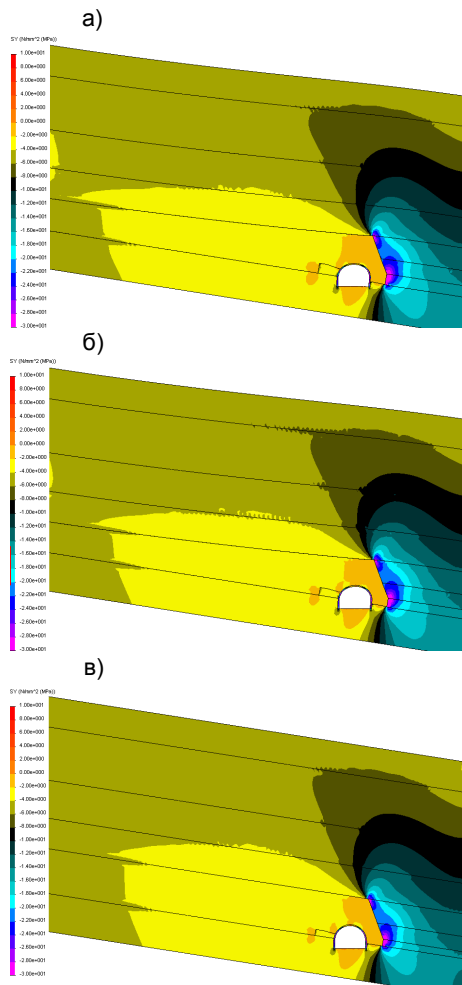


Рис. 22.2. Эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  для варианта А соотношения механических характеристик пластов углевмещающей толщи: а) модель I; б) модель II; в) модель III



более жесткий слой. Пониженная деформация более жесткого слоя вызывает меньшую передачу напряжений  $\sigma_y$  на менее жесткий слой, в котором величина  $\sigma_y$  снижается и, по этой причине, в более жестком верхнем слое  $\sigma_y$  возрастает. Эти выводы находятся в русле основных положений механики твердого деформируемого тела и поэтому достаточно обоснованы. Однако более важный на настоящем этапе исследований вывод заключается в том, что и в неоднородной надугольной толще влияние мощности угольного пласта на колебания эпюры  $\sigma_y$  оказывается несущественным: максимальные отклонения  $\sigma_y$  в более жестких породных слоях не превышают 8,5%, в менее жестких – 4,6%.

Другая группа особенностей – это общее снижение нагрузки на крепь и литую полосу, когда в надугольной толще встречаются породные слои повышенной жесткости (при моделировании на данном этапе условия плавного опускания слоев без нарушения сплошности). Здесь также имеет место незначительное влияние мощности угольного пласта, не выходящее за рамки 10%, по отношению к средней величине  $m^y = 1,2$  м. В результате итог анализа эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  однозначно указывает на допустимость усреднения мощности угольного пласта величиной  $m^y = 1,2$  м как при однородной, так и неоднородной надугольной толще.

Анализ полей распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» дает следующие результаты. В однородной надугольной толще (вариант А) максимумы  $\sigma_x$  обоих знаков, располагающихся на поверхностях породных слоев имеют общую тенденцию снижения в опорной зоне при движении от слоя к слою по высоте зоны I. Естественно, в более мощном слое  $m_3^I$  максимумы  $\sigma_x$  будут меньше, чем в остальных. В зоне разгрузки наблюдаются противоположные тенденции, когда по высоте надугольной толщи максимумы  $\sigma_x$  увеличиваются от слоя к слою, приближаясь к некоторому стабильному значению.

В породных слоях надугольной толщи не выявлено сколь-нибудь существенного влияния мощности угольного пласта на максимумы горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ . Так, отклонения максимумов  $\sigma_x$  в зоне опорного давления не превышают 1,8%, а в зоне разгрузки – 4,1%. Наибольшее влияние параметра  $m^y$  (до 11,2%) наблюдается в слоях  $m_1^{II}$  и  $m_2^{II}$  непосредственной кровли со стороны смежного выемочного участка (краевой части угольного пласта). Заметим, что по отношению к усредненной величине  $m^y = 1,2$  м колебания  $\sigma_x$  снижаются практически вдвое.

Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  в рамной крепи и литой полосе с ростом

мощности угольного пласта изменяются незначительно (до 4,9%). Исключение составляет область на контакте литой полосы и породной бермы вблизи стойки рамы, где колебания  $\sigma_x$  достигают 17,8%. Однако размеры этой области невелики и составляют  $(0,1-0,2) r_6$ .

В породах почвы наибольшие отклонения происходят в районе примыкания краевой части угольного пласта к выработке и под опорами стоек рамной крепи. Эти отклонения до 13,9% имеют локальную область распространения и не оказывают существенного влияния на поле горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ .

При неоднородных механических характеристиках породных слоев надугольной толщи по варианту Б (рис. 22.3) и варианту В наблюдаются следующие особенности. Вполне естественно, что более жесткие слои, воспринимающие большую нагрузку, имеют повышенные максимумы  $\sigma_x$  на своих поверхностях. Это касается и зоны опорного давления и зоны разгрузки. В зоне разгрузки под защитой более жесткого породного слоя происходит снижение  $\sigma_x$  в обрушенных породах (вариант Б) или в обрушенных породах и первом слое  $m_1^I$  зоны I (вариант В). Тем не менее, неоднородность механических свойств слоев надугольной толщи не изменяет общей картины слабого влияния мощности угольного пласта (в пределах  $m^y = 0,9-1,5$  м) на изменение поля напряжений  $\sigma_x$  в системе. Так, в породных слоях надугольной толщи отклонения  $\sigma_x$  не превышают 8,3%, за исключением опорной зоны в слоях  $m_1^{II}$  и  $m_2^{II}$  (до 12,9%); в литой по-

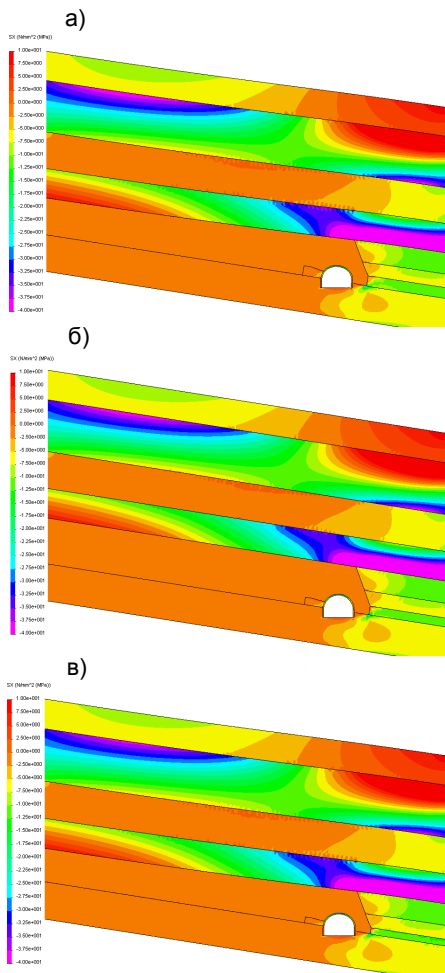
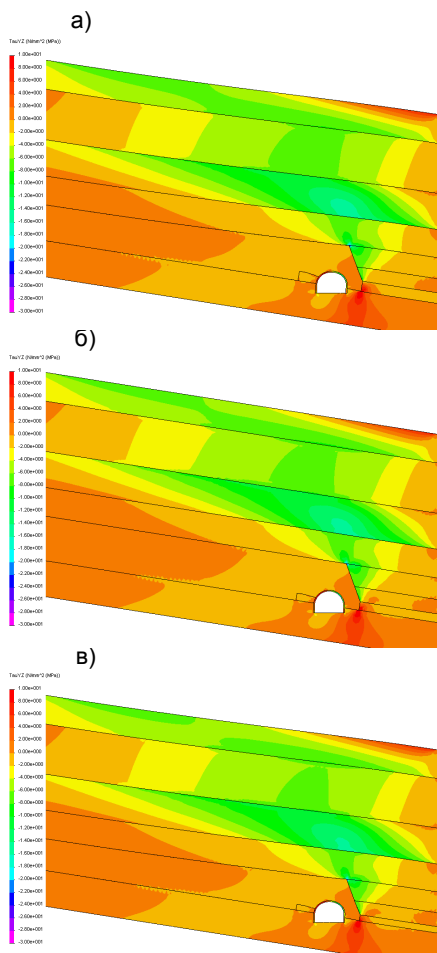


Рис. 22.3. Эпюры горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  для варианта Б соотношения механических характеристик пластов углеводящей толщи: а) модель I; б) модель II; в) модель III

лосе и рамной крепи – до 9,6%. Тогда очевиден вывод, что по результатам анализа поля горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» вполне допустимо моделировать угольный пласт усредненной мощности  $m^y = 1,2$  м при проведении дальнейших исследований.



**Рис. 22.4. Эпюры касательных напряжений  $\tau_{xy}$  для варианта В соотношения механических характеристик пластов углевещающей толщи: а) модель I; б) модель II; в) модель III**

Поле распределения касательных напряжений  $\tau_{xy}$  в полной мере отражает условия деформирования элементов системы, выявленные при анализе компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ . Наиболее высокие градиенты изменения  $\tau_{xy}$  по высоте моделей наблюдаются вблизи выемочного штрека и с ростом координаты  $X$  (либо в сторону выработанного пространства, либо в сторону смежного выемочного участка) касательные напряжения  $\tau_{xy}$  стабилизируются в районе нулевого значения, так как при малых углах напластования ( $\alpha = 9^\circ$ ) компоненты  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$  приближаются к главным напряжениям  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ . Анализ поля распределения  $\tau_{xy}$  в трех моделях при различном сочетании механических характеристик породных слоев однозначно приводит к выводу об их не только качественном, но и количественном соответствии друг другу (рис. 22.4). Наибольшее влияние мощности  $m^y$  угольного пласта наблюдается в зоне опорного давления (до 15,4%) на примыкающих к выработанному пространству участках пластов  $m_1^{II}$  и  $m_2^{II}$  над выемочным штреком в срединных участках слоев повышенной жесткости (до 8,7%). Но, по отношению к модели II с усредненной мощностью  $m^y = 1,2$  м колебания  $\tau_{xy}$  значительно меньше

10%, что и предопределяет допустимость усреднения мощности угольного пласта значением  $m^y = 1,2$  м.

Приведенные напряжения  $\sigma$ , являясь функцией компонент  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$  отражают отмеченные выше особенности поля напряжений в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» при изменении мощности угольного пласта от 0,9 до 1,5 м (рис. 22.5). Величина колебаний  $\sigma$  при любом сочетании механических характеристик породных слоев во всех элементах системы не превышает 10%, что является допустимым в горнотехнических расчетах. Поэтому главный вывод данного этапа исследований заключается в обоснованности моделирования угольного пласта усредненной мощностью  $m^y = 1,2$  м во всех последующих исследованиях системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса». Этот вывод существенно уменьшил объем расчетов НДС системы при ее моделировании по другим переменным горно-геологическим и горнотехническим параметрам.

Максимальный эффект влияния деформационных характеристик угольного пласта (модуля деформации  $E^y$  и коэффициента  $\mu^y$  Пуассона) на НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» проявляется при однородных механических характеристиках породных слоев углевещающих пород. Поэтому данный этап исследований проведен для варианта А (см. табл. 22.1) по трем моделям с мощностью угольного пласта  $m^y = 0,9$  м, 1,2 м и 1,5 м. Угол внутреннего трения угольного пласта ос-

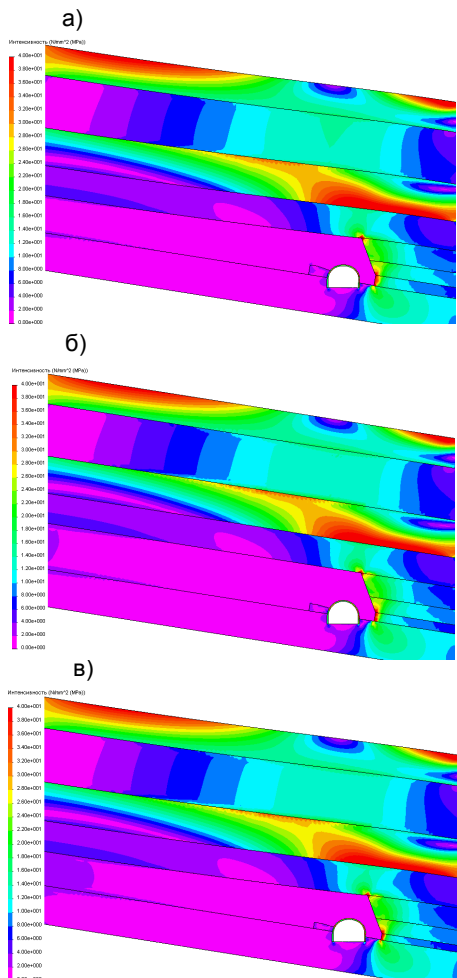


Рис. 22.5. Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  для варианта В соотношения механических характеристик пластов углевещающей толщи: а) модель I, б) модель II, в) модель III

тается постоянным  $\varphi = 30^\circ$  [52], а деформационные характеристики изменяются в пределах [52, 121, 123]:  $E^y = (0,2...0,5) \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^y = 0,25...0,35$ , наиболее характерных для пологих пластов Донбасса.

### 22.3. ВЛИЯНИЕ НА НДС СИСТЕМЫ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК УГОЛЬНОГО ПЛАСТА

Для варианта А уже посчитаны три модели при  $E^y = 0,3 \cdot 10^4$  МПа и  $\mu^y = 0,3$ . Поэтому для полного охвата указанного интервала изменения механических характеристик угольного пласта произведен расчет НДС системы двух подвариантов:

$$A_1) E^y = 0,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \quad \mu^y = 0,25;$$

$$A_2) E^y = 0,5 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \quad \mu^y = 0,35.$$

В предыдущем разделе был установлен факт незначительного влияния мощности угольного пласта  $m^y$  на НДС системы. Поэтому иллюстрация расчетов сгруппирована при постоянной мощности  $m^y$  для трех вариантов ( $A_1$ , А и  $A_2$ ) деформационных характеристик. Анализ эпюр вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в системе позволил установить следующие факты (рис. 22.6).

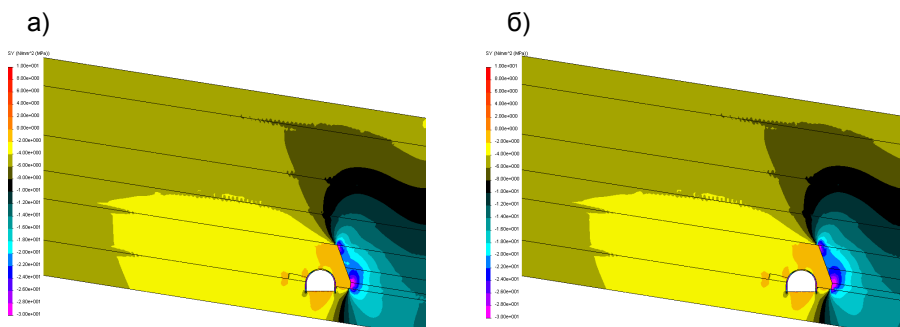


Рис. 22.6. Эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  при мощности угольного пласта  $m^y = 0,9$  м: а) вариант  $A_1$ , б) вариант  $A_2$

В зоне разгрузки надугольной толщи и почвы угольного пласта влияние его деформационных характеристик практически не отражается: максимальные отклонения «разнополюсных» вариантов  $A_1$  и  $A_2$  составляют от 1,4% до 3,5%. В зоне опорного давления в пластах основной кровли ( $m_1^I \dots m_3^I$ ) вертикальные напряжения  $\sigma_y$  возрастают с увеличением жесткости угольного пласта, что соответствует сложившимся геомеханическим представлениям [33, 34, 111]. Однако увеличение  $\sigma_y$  происходит всего на 7,1-9,8% при росте модуля деформации  $E^y$  угольного пласта в 2,5 раза. Максимальное влияние деформационных характеристик угольного пласта наблюдается в нем самом и породах непосредственной кровли в зоне опорного давления. На участке шириной до  $1,5 r_g$  концентрация  $\sigma_y$  возрастает от 6,6 до 17,2%. Тем не менее, изменение данной локальной концентрации  $\sigma_y$  незначительно влияет на НДС рамной крепи и литой полосы: максимальные отклонения до 6,7% и 8,2% соответственно. Если же влияние  $E^y$  и  $\mu^y$  оценивать относительно усредненного варианта А (см. рис. 22.2), то колебания  $\sigma_y$  становятся существенно меньше и ими можно пренебречь, усреднив деформационные характеристики угольного пласта.

Горизонтальные напряжения  $\sigma_x$  в системе по ее отдельным областям также имеют неоднозначную зависимость от деформационных характеристик угольного пласта (рис. 22.7).

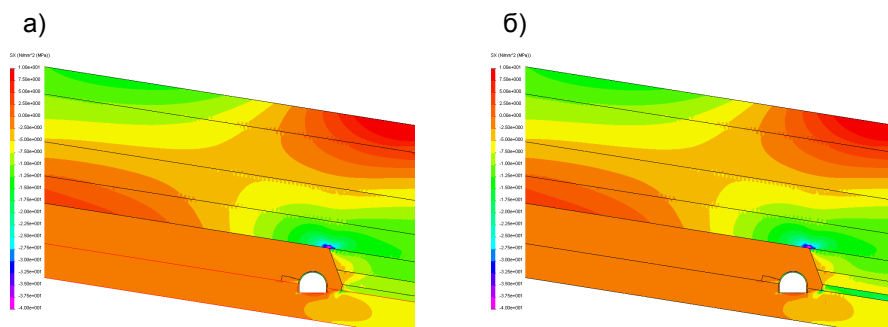


Рис. 22.7. Эпюры горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  при мощности угольного пласта  $m^y = 0,9$  м: а) вариант  $A_1$ , б) вариант  $A_2$

Со стороны выработанного пространства в породах кровли и почвы угольного пласта колебания  $\sigma_x$  не превышают 1%. В зоне опорного давления в слоях основной кровли возмущения  $\sigma_x$ , вызванные увеличением  $E^y$ ,

уменьшаются по высоте зоны I от 3,5 до 0,8%. В породах непосредственной кровли и угольном пласте (в зоне опорного давления) наблюдается наибольшее влияние его деформационных характеристик. Причем, повышенная жесткость угольного пласта оказывает двоякое действие на породные слои непосредственной кровли: с одной стороны, увеличенная концентрация  $\sigma_y$  способствует повышению  $\sigma_x$ ; с другой стороны, повышенная жесткость угольного пласта уменьшает деформации изгиба породных слоев  $m_1^H$  и  $m_2^H$  и, соответственно, горизонтальные напряжения  $\sigma_x$ . В результате увеличение  $E^y$  в 2,5 раза сопровождается повышением  $\sigma_x$  всего на 5,8-10,6%. В самом угольном пласте повышению  $\sigma_x$  до 63,2% способствует не только увеличение модуля деформации  $E^y$ , но, главным образом, рост локального коэффициента бокового распора за счет изменения коэффициента Пуассона угля от 0,25 до 0,35. Поэтому повышенные  $\sigma_x$  в угольном пласте наблюдаются по всей длине модели, но эта особенность практически не сказывается на эпюрах  $\sigma_x$  в рамной крепи (до 1,6%) и литой полосе (до 1,2%). В результате, учитывая снижение колебаний  $\sigma_x$  по отношению к усредненным значениям  $E^y$  и  $\mu^y$  (см. рис. 22.3), можно считать обоснованным моделировать эти значения в дальнейших исследованиях.

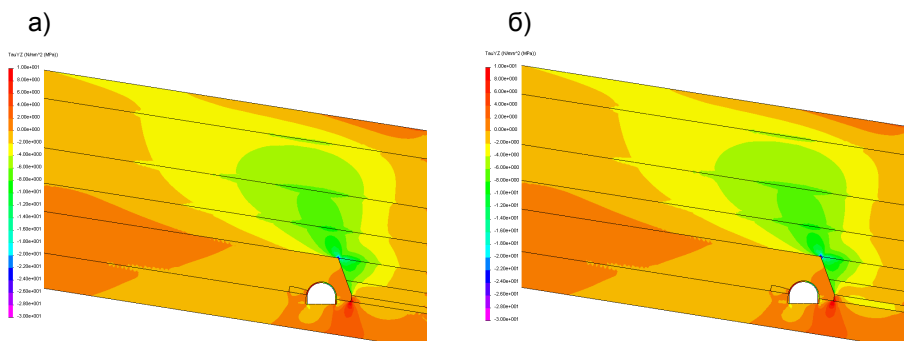


Рис. 22.8. Эпюры касательных напряжений  $\tau_{xy}$  при мощности угольного пласта  $m^y = 0,9$  м: а) вариант А<sub>1</sub>, б) вариант А<sub>2</sub>

Влияние деформационных характеристик угольного пласта на эпюры касательных напряжений  $\tau_{xy}$  имеет некоторые особенности (рис. 22.8). Общие закономерности влияния  $E^y$  и  $\mu^y$  на компоненту  $\tau_{xy}$  аналогичны установленным ранее для компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , но имеются отличия в зоне опорного

давления в породах непосредственной кровли и, особенно, в угольном пласте. Последний практически не испытывает действия касательных напряжений  $\tau_{xy}$  за исключением локального участка шириной  $(0,2-0,5)r_g$  на границе с разупрочненными породами вокруг штрека. В породных слоях непосредственной кровли зона возмущений  $\tau_{xy}$  расширяется до  $(1-1,6)r_g$ , однако степень влияния деформационных характеристик  $E^y$  и  $\mu^y$  весьма ограничена и не превышает 6,9%. Более заметно изменение  $\tau_{xy}$  в породах почвы пласта (до 11,3%) в районе разупрочненных приконтурных пород выемочного штрека со стороны смежного выемочного участка.

Таким образом, результаты оценки влияния деформационных характеристик угольного пласта по компоненте  $\tau_{xy}$  говорят в пользу усреднения параметров  $E^y$  и  $\mu^y$ .

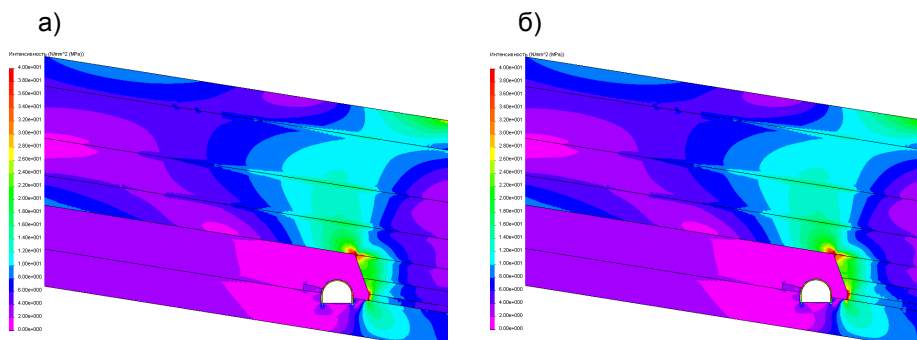


Рис. 22.9. Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  при мощности угольного пласта  $m^y = 0,9$  м: а) вариант А<sub>1</sub>, б) вариант А<sub>2</sub>

Приведенные напряжения  $\sigma$  в определенной степени сглаживают и без того низкую интенсивность влияния деформационных характеристик угольного пласта (рис. 22.9). Максимальные колебания  $\sigma$  не выходят за рамки 10%, что в совокупности с анализом компонент  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и  $\tau_{xy}$  позволяет обоснованно утверждать о допустимости усреднения деформационных характеристик угольного пласта значениями  $E^y = 0,35 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^y = 0,30$ .

С учетом предыдущих исследований по оценке влияния мощности угольного пласта ( $m^y = 1,2$  м), полученные результаты являются доказательной базой для формирования последующих геомеханических моделей системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».



## ВЫВОДЫ

1. Разработана и обоснована модель структуры углевещающей толщи пород с переменной мощностью породных слоев и постоянными механическими характеристиками: угольного пласта ( $E^y = 0,3 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^y = 0,30$ ,  $\varphi = 30^\circ$ ), пород почвы ( $E^{поч} = 0,2 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^{поч} = 0,25$ ,  $\varphi^{поч} = 20^\circ$ ), пород зоны шарнирно-блокового сдвигания ( $E = 0,2 \cdot 10^4 - 1 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu = 0,25$ ,  $\varphi = 20 - 30^\circ$ ); параметрами выемочного штрека (подрывка пород почвы и кровли,  $r_6 = 2$  м,  $h = 1$  м, крепь СВП-27, шаг установки рамы 0,8 м,  $E^p = 21 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu^p = 0,3$ ,  $\sigma_T = 270$  МПа, затяжка деревянная размером  $800 \times 200 \times 40$  мм с  $E^3 = 0,2 \cdot 10$  МПа, забутовка породная с  $E^{заб} = 50$  МПа и  $\mu^{заб} = 0,3$ ), параметрами литой полосы (общая ширина  $l_1 = 2,5$  м, ширина разгрузочной полости  $l_2 = 1,5$  м, ширина опорной части  $l_3 = 1$  м, высота разгрузочной полости  $\delta = 0,2$  м, высота литой полосы  $m^П = (0,85 - 0,9) m^y$ ), угол падения пласта  $\alpha = 9^\circ$ .

2. Сформирована новая пространственная геомеханическая система, отличающаяся от известных моделированием: слоистой надугольной толщи, охватывающей все характерные зоны сдвига массива; переменных геометрических параметров зоны беспорядочного обрушения; особенностей литой полосы с разгрузочной полостью. В результате обоснована возможность усреднения характеристик пологих угольных пластов Донбасса параметрами: мощность пласта  $m^y = 1,2$  м, модуль деформации  $E^y = 0,35 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^y = 0,30$ , угол внутреннего трения  $\varphi = 35^\circ$ .

## 23. ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРЫ ПОРОД НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ НА НДС СИСТЕМЫ

### 23.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Данный этап исследований включает рассмотрение трех задач:

– *во-первых*, геомеханическое обоснование структуры пород надугольной толщи по мощности слоев непосредственной и основной кровли пологих пластов Донбасса;

– *во-вторых*, оценка влияния деформационных характеристик породных слоев, слагающих близлежащую углевмещающую толщу, на напряженно-деформированное состояние системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» с точки зрения обоснования усредненной структуры надугольной толщи;

– *в-третьих*, анализ закономерностей координаты  $X$  появления квазипластических шарниров в каждом породном слое в зависимости от структуры надугольной толщи и ее деформационных характеристик.

Предварительно отметим, что горно-геологические параметры угольного пласта и горнотехнические параметры выемочного штрека с литой полосой обоснованы ранее и остаются такими же, как и в предыдущем разделе.

Для решения *первой задачи* рассмотрены три модели структуры пород надугольной толщи. Первая модель (см. рис. 22.1) при  $m^y = 1,2$  м описывает усредненную структуру близлежащей углевмещающей толщи, которая более, чем на 70% характеризует условия залегания пологих угольных пластов Донбасса мощностью от 0,9 до 1,5 м. Для оценки степени влияния мощности каждого слоя пород непосредственной и основной кровли построены две модели с диаметрально противоположной структурой (рис. 23.1).

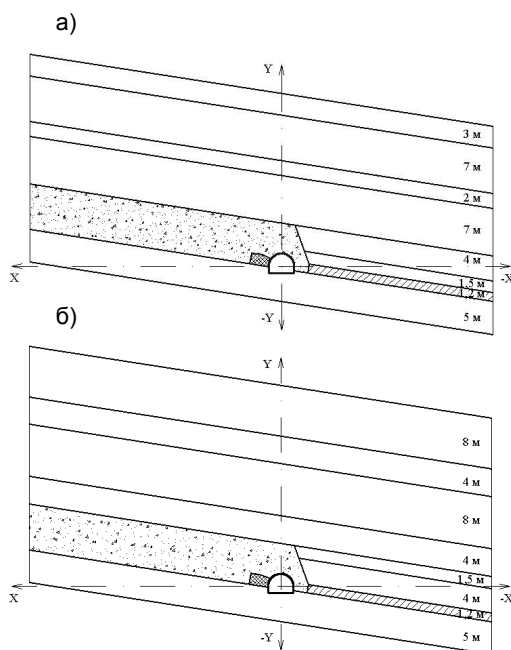


Рис. 23.1. Модели структур углевмещающей толщи: а) модель II, б) модель III

С целью наиболее объективного обоснования усредненной структуры углевмещающей толщи, слагающие ее породные слои имеют три варианта соотношения деформационных характеристик. Причем, приняты крайние значения модулей деформации породных слоев ( $0,2 \cdot 10^4$  МПа и  $2 \cdot 10^4$  МПа) в интервале их изменения, наиболее характерном для пологих пластов Донбасса. Эти исследования представляют суть *второй задачи*.

Для каждой модели производится расчет НДС по трем вариантам, отражающих как однородную (вариант А) так и крайне неоднородную (варианты Б и В) углевмещающие толщи.

Вариант А: для всех породных слоев непосредственной (зона II) и основной (зона I) кровли, почвы пласта модуль деформации постоянный и равен

$$E^{noch} = E_i^j = 0,2 \cdot 10^4 \text{ МПа} \quad (i = 1, 2, 3, 4; j = I, II).$$

Вариант Б:

$$E^{noch} = E_2^{II} = E_2^I = E_4^I = 0,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \quad E_1^{II} = E_1^I = E_3^I = 2 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Вариант В:

$$E^{noch} = E_2^{II} = E_2^I = E_4^I = 0,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \quad E_1^{II} = E_1^I = E_3^I = 2 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

В итоге, на основе анализа НДС системы обоснована наиболее адекватная реальным условиям структура пород близлежащей надугольной толщи.

*Третья задача* продиктована классическими представлениями о послойном опускании пород основной кровли на «постель» из пород зоны II беспорядочного обрушения; при этом породные слои зоны I разделяются квазипластическими шарнирами на блоки, взаимодействующие между собой за счет распора по оси  $X$ .

Очевидно, для повышения достоверности моделирования геомеханических процессов в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» необходимо установить координаты  $X$  наиболее вероятного появления квазипластического шарнира в каждом породном слое и в дальнейшем выявить закономерности месторасположения шарнира в зависимости от структуры надугольной толщи и ее деформационных характеристик.

### 23.2. ТЕНДЕНЦИИ ИЗМЕНЕНИЯ КОМПОНЕНТ НАПРЯЖЕНИЙ В СИСТЕМЕ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ СТРУКТУРЫ НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ ПОРОД

Анализ НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» выполнен по всем компонентам  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$ , а также по величине приведенного напряжения  $\sigma$ . Эпюры напряжения на рисунках сгруппированы по трем моделям (I, II, и III) структуры надугольной толщи для удобства

анализа ее влияния на НДС системы.

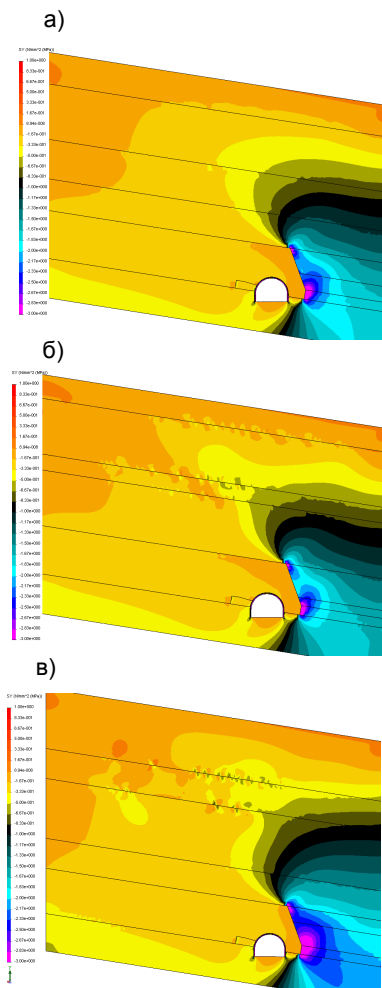
Анализ эпюр вертикальных напряжений  $\sigma_y$  при однородных деформационных характеристиках породных слоев приводит к следующим выводам (рис. 23.2).

Зона разгрузки в модели I имеет достаточно плавные очертания и характер изменения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  по высоте ( $Y$ ) и ширине ( $X$ ) модели, что вполне объяснимо постепенным (без резких скачков) изменением мощности слоев по высоте надугольной толщи. Тем не менее, в моделях II и III, где скачок мощности соседних слоев происходит в 2-3,5 раза, изменение геометрии зоны разгрузки и величины  $\sigma_y$  также происходит достаточно плавно. Сколь-нибудь существенных колебаний компоненты  $\sigma_y$  в представленных трех моделях не зафиксировано. Следует отметить, что здесь и далее на эпюрах компонент напряжений приведены только дополнительные возмущения поля напряжений, вызванные ведением очистных работ. Это позволяет более точно оценить влияние структуры пород надугольной толщи на НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».

В зоне опорного давления эпюры  $\sigma_y$  в разных моделях практически идентичны. Некоторое отклонение  $\sigma_y$  (до 8-9%) наблюдается в ограниченных областях зоны опорного давления в районе расположения более тонких породных слоев в моделях II и III.

Эпюры  $\sigma_y$  в выработанном пространстве (зона беспорядочного обрушения), почве пласта и литой полосе практически не зависят от структуры пород надугольной толщи.

В рамной крепи наблюдается стабиль-



**Рис. 23.2.** Эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  для варианта А соотношения модулей деформации породных слоев угле-вещающей толщи: а) модель I, б) модель II, в) модель III

ное расположение максимума  $\sigma_y$  в районе узла податливости со стороны угольного пласта на высоте 0,5-0,8 м от его почвы. Величина максимума  $\sigma_y$

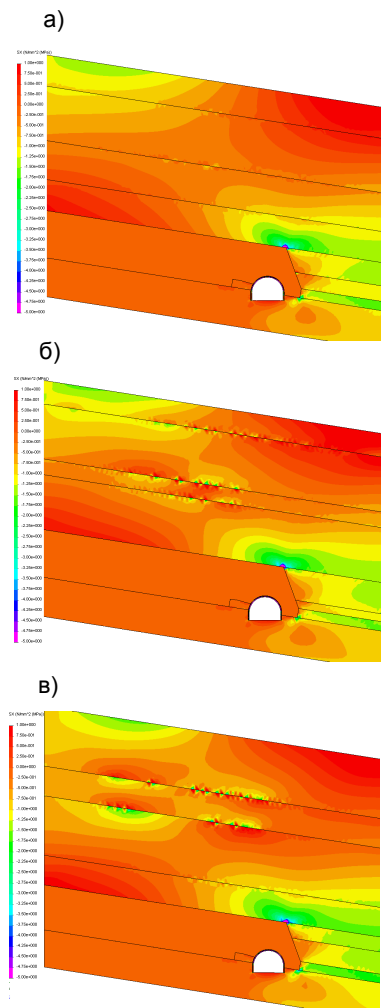
для моделей II и III оказалась несколько выше (до 9,3%), чем в модели I.

В ходе анализа эпюр распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  (рис. 23.3) приходим к следующему заключению.

В породных слоях  $m_1^{II}$  и  $m_2^{II}$  непосредственной кровли на участке (8-15)  $r_g$  со стороны краевой части угольного пласта наблюдается зона разгрузки, где  $\sigma_x \approx 0$ .

В вышележащих слоях зоны шарнирно-блокового сдвигания наблюдается их активное деформирование с прогибом в сторону выработанного пространства. Практически в каждом породном слое по его мощности наблюдаются участки, где происходит резкое изменение величины  $\sigma_x$ , иногда от отрицательного значения (сжатие) до положительного значения (растяжение) в приконтурных участках породного слоя, что указывает на действие изгибающего момента. По этой причине мощность  $i$ -го породного слоя значительно влияет на величину горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в областях действия повышенного изгибающего момента. Однако, в отличие от классического представления о прогибе балки, условия совместного деформирования породных слоев снижают степень влияния мощности  $m_i^I$  на величину горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ . Это способствует появлению общих черт во всех трех моделях вне зависимости от того, что в них соотношение мощностей соседних пластов изменяется от 1,2 до 3,5 раз.

*Во-первых*, в первом породном слое  $m_1^I$  (на границе с обрушенными породами) имеются достаточно стабильные области действия концентраций сжимающих и растяги-



**Рис. 23.3.** Эпюры горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  для варианта А соотношения модулей деформации породных слоев углевещающей толщи: а) модель I, б) модель II, в) модель III

вающих напряжений  $\sigma_x$  несмотря на изменение мощности слоя от 4 до 7 м. В нижней части слоя над выработкой действуют сжимающие напряжения до  $4 \lambda \gamma H$ , а в выработанном пространстве на расстоянии 29-32 м от сжимающего максимума  $\sigma_x$  – действуют растягивающие напряжения  $\sigma_x$  величиной до  $1,25 \lambda \gamma H$ .

*Во-вторых*, на верхней границе зоны шарнирно-блокового сдвижения слоев надугольной толщи в их верхних частях стабильно располагается область растягивающих напряжений  $\sigma_x$  до  $(0,5-0,9) \lambda \gamma H$  в зоне опорного давления и над выработанным пространством на расстоянии (от выемочной выработки) 18-23 м – область сжимающих напряжений  $\sigma_x$  до  $2,2 \lambda \gamma H$ .

*В-третьих*, в почве пласта в районе опорной части литой полосы стабильно располагается область пониженных горизонтальных сжимающих напряжений  $\sigma_x$  до  $(0,2-0,4) \lambda \gamma H$ , что объясняется деформациями изгиба породного слоя непосредственной почвы от действия на опорную часть литой полосы концентраций вертикальных напряжений  $\sigma_y$ .

*В-четвертых*, в разгрузочной части литой полосы стабильно располагается область пониженных сжимающих напряжений  $\sigma_x$ , которые частично разгружают рамную крепь от боковых нагрузок.

*В-пятых*, в рамной крепи максимум  $\sigma_x$  (как сжимающий, так и растягивающий) стабильно располагается в замке свода. При этом отклонения абсолютной величины для всех моделей не превышает 2,5%.

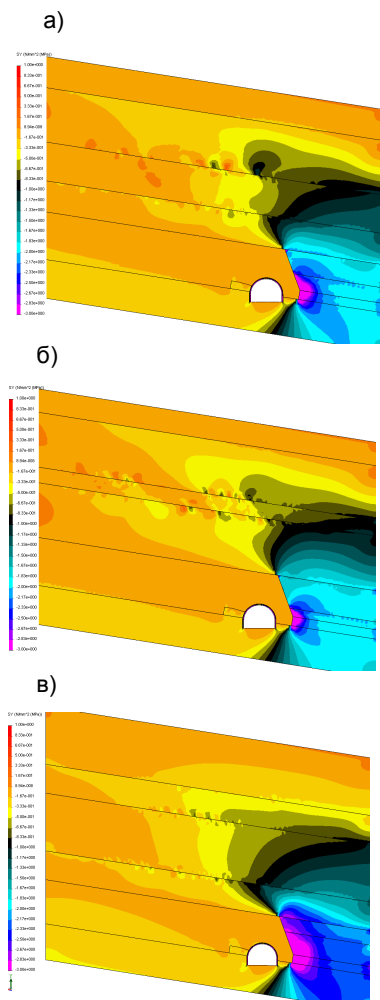
Все эти данные свидетельствуют о возможности усреднения структуры углевмещающей толщи по итогам анализа эпюр распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ .

Эпюры распределения приведенных напряжений  $\sigma$  при однородном углевмещающем слоистом массиве идентичны друг другу для разных моделей. Это касается размеров областей и величины  $\sigma$  в зонах: опорного давления, районах образования квазипластических шарниров над выемочной выработкой и по глубине выработанного пространства. В рамной крепи отклонения максимумов  $\sigma$  в замке свода и стойках не превышают 9,7%.

Для более детального анализа и наглядного изображения зоны беспорядочного обрушения, литой полосы и почвы пласта эпюры  $\sigma$  исследованы в более крупном масштабе. Во всех моделях имеет место одинаковая картина распределения приведенных напряжений  $\sigma$  в непосредственной близости от литой полосы: преобладающая нагрузка в опорной части полосы и пониженная – в разгрузочной части; приближение  $\sigma$  к нулю в торцевой части со стороны выработанного пространства; повышенная величина  $\sigma$  на поверхности почвы пласта под литой полосой.

Также практически идентичная картина наблюдается в приконтурных породах выемочной выработки: в кровле – асимметрия нагрузки, вытянутая в

сторону выработанного пространства; в боках – повышенные  $\sigma$  на контакте с породами почвы пласта и литой полосой, пониженные  $\sigma$  со стороны угольного пласта; под обеими стойками рамы – концентрация приведенных напряжений  $\sigma$ , которая переходит в область разгрузки в районе вертикальной оси штрека, а в его непосредственной почве на глубине  $(0,2-0,3)r_g$  опять возникает концентрация  $\sigma$ .



**Рис. 23.4.** Эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  для варианта Б соотношения модулей деформации породных слоев угле-вещающей толщи: а) модель I, б) модель II, в) модель III

В самой литой полосе повышенная величина  $\sigma$  преобладает по ее поверхности и уменьшается по высоте, особенно в разгрузочной части полосы.

Таким образом, для трех исследуемых моделей имеет место достаточно стабильное поле напряжений во всех элементах системы, что указывает на обоснованность решения по усреднению структуры пород надугольной толщи (модель I) при однородных деформационных характеристиках слагающих ее слоев.

Чтобы обоснованно распространить данное решение на случаи неоднородных деформационных характеристик породных слоев надугольной толщи были проведены исследования НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» при модулях деформации соседних слоев, отличающихся на порядок.

Вариант Б характеризуется тем, что модули деформации соседних породных слоев надугольной толщи отличаются на порядок и чередуются таким образом, что слои пониженной жесткости образуют непосредственную кровлю пласта и крайний верхний слой модели.

Анализ НДС трех моделей (см. рис. 22.1 и рис. 23.1) такого крайне неоднородного варианта структуры надугольной толщи произведен последовательно по всем компонентам, начиная с вертикальных напряжений  $\sigma_y$  (рис. 23.4). Особенности распределения дополнительных напряжений  $\sigma_y$  в

системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» по варианту Б аналогичны варианту А. Максимум  $\sigma_y$  в опорной зоне для модели III отличается не более, чем на 7,4% по сравнению с усредненной моделью I. Однако, размеры опорной зоны с  $\sigma_y > 2\gamma H$

в модели III оказались несколько выше, хотя область действия меньших концентраций  $\sigma_y$  оказалась практически постоянной. В районе литой полосы и в ней самой колебания  $\sigma_y$  во всех моделях не превышают 5,5%. В рамной крепи для модели III максимум  $\sigma_y$ , стабильно располагающийся в стойке рамы, превышает на 9,4% таковой в усредненной модели I. Это обстоятельство в совокупности с аналогичными результатами расчетов по варианту А позволили сделать два вывода: во-первых, судя по компоненте  $\sigma_y$ , систему «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» можно представить моделью I с достаточной для горнотехнических расчетов точностью; во-вторых, для повышения надежности расчета  $\sigma_y$  в рамной крепи следует ввести поправочный коэффициент, равный 1,1.

Анализ эпюр горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  дал следующие результаты (рис. 23.5). Общая тенденция такова, что более жесткие слои, ограничивая вертикальные перемещения массива, подвержены действию повышенного изгибающего момента и, как следствие, – возникновению интенсивных горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ . В этих породных слоях наиболее ярко проявляется изменение по высоте слоя компоненты  $\sigma_x$  от отрицательных значений (сжатие) до положительных значений (растяжение) в зонах опорного давления и разгрузки над выработанным пространством. Сечения в каждом слое, где на его поверхностях возникают максимумы сжимающих и растяги-

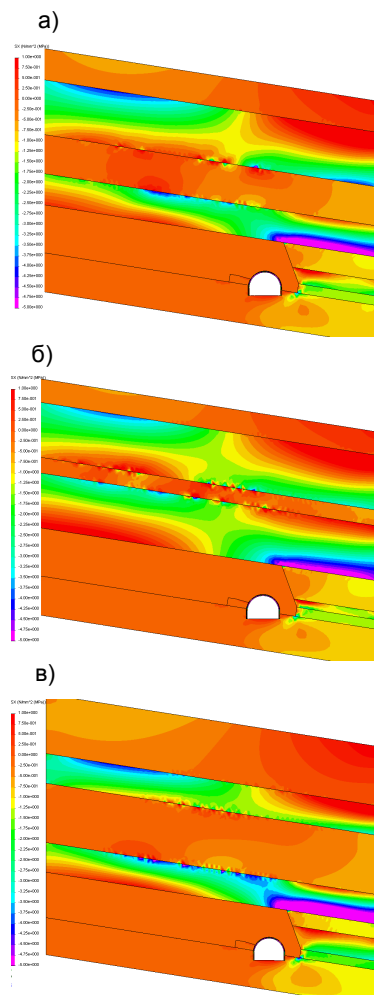


Рис. 23.5. Эпюры горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  для варианта Б соотношения модулей деформации породных слоев углевещающей толщи: а) модель I, б) модель II, в) модель III



вающих напряжений, очевидно, определяют координаты  $X$  наиболее вероятного возникновения квазипластических шарниров и, таким образом, длину породного блока в зоне шарнирно-блокового сдвижения.

Обращает внимание весьма существенное влияние модуля деформации слоя на компоненту  $\sigma_x$ . Так, в породных слоях пониженной жесткости величина  $\sigma_x$  изменяется в 1,3-1,5 раза в варианте Б по сравнению с вариантом А, а в слоях повышенной жесткости это изменение составляет до 3-4 раз. Поэтому при исследовании НДС системы обязательно следует учитывать соотношение модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи.

В тоже время, в рамках варианта Б во всех трех моделях наблюдается практически идентичная картина распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  как по их величине, так и по размерам областей концентрации напряжений.

В литой полосе колебания компоненты  $\sigma_x$  не превышают 1,8%. В рамной крепи максимум  $\sigma_x$  постоянно располагается в замке свода и максимальное отклонение для трех моделей составляет 6,9%.

Таким образом, на основе анализа эпюр распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  можно сделать вывод о допустимости представления наугольной толщи усредненной моделью III.

Приведенные напряжения  $\sigma$  являются интегральной характеристикой ранее проанализированных компонент  $\sigma_y$  и  $\sigma_x$ , а также касательных напряжений  $\tau_{xy}$  (практически постоянных для трех моделей). Поэтому в большинстве областей системы колебания  $\sigma$  не выходят за пределы 10%. Исключение составляет рамная крепь, где максимум  $\sigma$ , стабильно располагающийся в стойке со стороны краевой части угольного пласта, в усредненной модели I ниже, чем в модели III на 14,4%. Поэтому для повышения надежности расчетов следует вводить поправочный коэффициент 1,15.

Вариант В отличается от варианта Б тем, что соседние слои поменялись местами по величине модуля деформации (соотношение равно 10). Тем не менее, все выводы остаются практически неизменными в части вполне обоснованного представления системы усредненной моделью I. Но, как и в предыдущих вариантах, в рамной крепи стабильно располагающийся максимум (в стойке со стороны угольного пласта) приведенных напряжений  $\sigma$  имеет максимальное отклонение 19,8%. Поэтому целесообразно, с точки зрения максимальной надежности расчетов, по итогам анализа вариантов А, Б и В для рамной крепи ввести поправочный коэффициент 1,20, применимый в случае залегания соседних слоев, с модулями деформации, различающимися в 10 раз. При иных соотношениях модулей деформации поправочный коэффициент для рамной крепи будет изменяться в интервале 1,0-1,2 и его значения составили предмет специальных исследований. Было установлено, что при различии в 5 раз модулей деформации соседних слоев макси-

мальное отклонение приведенных напряжений  $\sigma$  в разных моделях составило 14,3%. Поэтому рекомендовано вводить поправочные коэффициенты при расчете рамной крепи таких значений:

1,10 – при однородных деформационных характеристиках породных слоев надугольной толщи;

1,15 – при модулях деформации соседних слоев, отличающихся в 5 раз;

1,20 – при модулях деформации соседних слоев, отличающихся в 10 раз.

В других областях системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» модель I усредненной структуры надугольной толщи достаточно объективно описывает ее НДС.

Также отмечено существенное влияние деформационных характеристик породных слоев углевмещающей толщи на НДС всех элементов системы, что явилось предметом детальных исследований в последующих разделах.

### **23.3. ОЦЕНКА СТРУКТУРЫ ЗОНЫ ШАРНИРНО-БЛОКОВОГО СДВИЖЕНИЯ ПОРОДНЫХ СЛОЕВ НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ**

На основе проведенного комплекса расчетов НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» были установлены концентрации компоненты  $\sigma_x$  и приведенного напряжения  $\sigma$ , связанные с прогибом породных слоев надугольной толщи.

Традиционные представления о процессах сдвижения надугольной толщи, сформировавшиеся на протяжении многих десятилетий шахтных, лабораторных и аналитических исследований, утверждают, что в Донбассе высотой (12-15) м<sup>у</sup> образуется так называемая зона шарнирно-блокового сдвижения массива путем послойного обрушения основной кровли, сохраняющей, тем не менее, часть своей несущей способности благодаря действию усилий распора между породными блоками в каждом породном слое.

Очевидно, такое изменение геометрической структуры и отчасти механических свойств в локальных областях массива надугольной толщи будет оказывать определенное влияние на устойчивость выемочной выработки, что отражено при описании механизма взаимодействия элементов системы. Поэтому для повышения объективности отражения и достоверности описания процесса смоделирована зона шарнирно-блокового сдвижения надугольной толщи в несколько этапов.

На рассматриваемом (первом) этапе была поставлена задача выявления концентраций напряжений, которые приводят к образованию квазипластических шарниров в каждом породном слое основной кровли. Здесь выполнена предварительная оценка возможности появления квазипластических шарниров и размеров породных блоков, формирующих зону распорно-блокового сдвижения. На наш взгляд, наиболее объективно оценивать координаты появления квазипластических шарниров в каждом породном слое по двум па-

раметрам: растягивающим напряжениям  $\sigma_x$  на какой-либо поверхности слоя, которым горная порода (особенно аргиллиты и алевролиты) сопротивляется очень слабо, и приведенным напряжениям  $\sigma$  на противоположной поверхности этого слоя. При этом, очевидно, что из-за конечной величины мощности каждого слоя сечения с максимальными растягивающими напряжениями  $\sigma_x$  и приведенными напряжениями  $\sigma$  будут сдвинуты друг относительно друга (по координате  $X$ ). Координаты  $X$  этих сечений не зависят от прочностных характеристик породных слоев, а определяются только максимумами  $\sigma_x$  и  $\sigma$ .

При однородных деформационных свойствах породных слоев надугольной толщи (см. рис. 23.3) интенсивность изменения  $\sigma_x$  по мощности слоев достаточно низкая, однако можно сделать некоторые выводы.

*Во-первых*, в нижнем породном слое  $m_1^I$  зоны шарнирно-блокового сдвига, граничащем с зоной беспорядочного обрушения в выработанном пространстве, максимумы  $\sigma_x$  и  $\sigma$  расположены:

– в области контакта с породами непосредственной кровли по линии полных сдвижений, что соответствует традиционным представлениям;

– в выработанном пространстве на достаточно стабильном расстоянии 30-32 м (от месторасположения первых максимумов) вне зависимости от структуры надугольной толщи. Таким образом длина блока в первом слое ( $m_1^I$ ) для варианта А составляет 30-32 м.

*Во-вторых*, в последующих слоях основной кровли при однородных их деформационных свойствах максимумы  $\sigma_x$  и  $\sigma$  не так ярко выражены. Здесь, очевидно, играет роль влияние повышенной жесткости первого слоя до поворота блока в момент образования в нем квазипластических шарниров. Тем не менее, можно проследить образование максимумов  $\sigma_x$  и  $\sigma$  в последующих слоях, которые располагаются:

– со стороны краевой части угольного пласта по линии с углом наклона  $\varphi = 66^\circ \dots 78^\circ$ , что не противоречит экспериментально установленным значениям [33, 34, 84, 107, 108];

– в выработанном пространстве – по линии с углом наклона  $\varphi = -(63^\circ \dots 74^\circ)$ .

*В-третьих*, приведенные данные свидетельствуют, что (в соответствии с общепринятыми схемами сдвига массива) по высоте зоны шарнирно-блокового сдвига длина блока в каждом последующем слое уменьшается и на определенной высоте (12-15)  $m^y$  образование квазипластических шарниров прекращается: вышележащие породные слои плавно прогибаются в сторону выработанного пространства без нарушения сплошности.

*В-четвертых*, для всех трех исследуемых моделей наблюдается доста-

точное постоянство координат расположения максимумов  $\sigma_x$  и  $\sigma$ , определяющих длину блоков в каждом породном слое.

В крайне неоднородной слоистой надугольной толще по варианту Б выявлены следующие особенности.

*Во-первых*, в первом породном слое ( $m_1^I$ ) зоны шарнирно-блокового сдвижения координаты  $X$  максимумов  $\sigma_x$  и  $\sigma$  в выработанном пространстве приближаются к выемочному штреку и длина блока в этом слое сокращается до 18-21 м, что, очевидно, связано с его повышенной жесткостью и восприятию повышенных нагрузок со стороны вышележащих слоев пород.

*Во-вторых*, по высоте надугольной толщи со стороны угольного пласта координаты образования квазипластических шарниров расположены под достаточно постоянным углом  $\psi = 67^\circ \dots 80^\circ$ . В выработанном пространстве угол образования квазипластических шарниров увеличивается (по сравнению с вариантом А) до  $\psi_1 = -(86^\circ \dots 92^\circ)$ . Это замедляет сокращение длины блоков по высоте надугольной толщи и высота зоны шарнирно-блокового сдвижения увеличивается из-за восприятия жесткими слоями повышенных нагрузок. Таким образом, соотношение модулей деформации слоев надугольной толщи активно влияет на размеры зоны шарнирно-блокового сдвижения.

*В-третьих*, длина блоков в зоне шарнирно-блокового сдвижения в малой степени зависит от структуры надугольной толщи, что позволяет в дальнейших исследованиях вполне обоснованно использовать усредненную модель I.

При обратном порядке чередования жестких и «податливых» породных слоев надугольной толщи (вариант В) имеют место аналогичные описанным выше особенности.

Длина блока первого слоя остается практически неизменной (по сравнению с вариантом Б) и составляет 18-21 м. Однако углы  $\psi$  и  $\psi_1$  расположения квазипластических шарниров по высоте надугольной толщи несколько изменяются и составляют  $\psi = 74^\circ \dots 85^\circ$ ,  $\psi_1 = -(72^\circ \dots 89^\circ)$ . Следовательно, для данного варианта В крайне неоднородной структуры надугольной толщи также имеет место менее интенсивное замыкание свода пород в зоне шарнирно-блокового сдвижения.

В целом, по результатам анализа структуры зоны шарнирно-блокового сдвижения очевидны два вывода.

*Во-первых*, достаточную для горнотехнических расчетов точность обеспечивает усредненная модель I структуры надугольной толщи.

*Во-вторых*, размеры зоны шарнирно-блокового сдвижения в значительной мере определяются соотношением модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи.

## ВЫВОДЫ

1. Оценена структура породных блоков в зоне шарнирно-блокового сдвижения. В результате обоснована достоверность геомеханического описания процессов возникновения квазипластических шарниров в слоях единой обобщенной моделью, а также необходимость учета деформационных характеристик слоев надугольной толщи при определении геометрических параметров зоны шарнирно-блокового сдвижения.

2. Обоснована необходимость (для более объективной оценки НДС системы) рассмотрения послойного опускания на обрушенные породы слоев основной кровли в процессе зависания породных консолей и образования квазипластических шарниров, что соответствует современным геомеханическим представлениям и является предметом исследований следующего раздела.

3. Произведена комплексная оценка влияния на НДС системы структуры многослойной надугольной толщи в диапазоне колебания деформационных характеристик соседних слоев до одного порядка. В результате доказана возможность геомеханического описания структуры единой обобщенной моделью, но при обязательном учете деформационных характеристик всех слоев надугольной толщи по высоте зон беспорядочного обрушения и шарнирно-блокового сдвижения. При этом обоснованы поправочные коэффициенты при расчете НДС рамной крепи в зависимости от диапазона колебаний модулей деформации породных слоев: однородные слои – 1,1; изменение модулей деформации до 5 раз – 1,15; изменение модулей деформации от 5 до 10 раз – 1,20. Более широкий диапазон колебаний модулей деформации породных слоев на пологопадающих пластах Донбасса практически не встречается.

## 24. СВЯЗЬ НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ- ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА» С ЕЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ

### 24.1. АЛГОРИТМ ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Исследованиями данного раздела установлены закономерности изменения НДС элементов системы при варьировании ее основными геомеханическими параметрами в интервалах, наиболее характерных для условий залегания пологих пластов Донбасса. В результате определены зависимости связи эпюр нагрузки на крепь выемочной выработки и литую полосу с основными геомеханическими параметрами системы, что является основой для дальнейшей оптимизации ее НДС и выбора рациональных горнотехнических параметров крепления и охраны выемочных выработок.

К геомеханическим параметрам системы, прежде всего, относятся: глубина разработки угольного пласта, строение и механические характеристики породных слоев углевмещающей толщи, размеры и механические свойства пород зоны беспорядочного обрушения в выработанном пространстве и области предельного (запредельного) состояния пород в непосредственной близости от выемочного штрека. Такая гамма оцениваемых параметров предполагает определенную последовательность выполнения исследований численными методами, что и было осуществлено при разделении основной цели раздела на ряд взаимосвязанных этапов.

Прежде всего отметим, что все исследования выполнены для усредненной геомеханической модели I (см. рис. 22.1), которая была всесторонне ранее обоснована с учетом поправочных коэффициентов для максимумов приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи выемочной выработки.

На первом этапе выполнена комплексная оценка влияния на НДС системы, как глубины разработки, так и деформационных характеристик ( $E^{noch}$ ;  $E_i^j$ ;  $i=1, \dots, A$ ;  $j=I, II$ ) породных слоев углевмещающей толщи. Интенсивное влияние последних параметров было выявлено в разделе 23 и для решения этой задачи произведен расчет НДС системы при различных вариантах сочетаний значений модулей деформации породных слоев, которые приведены в табл. 24.1.

Указанные 30 вариантов деформационных характеристик породных слоев углевмещающей толщи, на наш взгляд, наиболее полно оценивают особенности пологого залегания большинства угольных пластов Донбасса и достаточны для надежного определения закономерностей влияния на НДС системы.

Таблица 24.1

**ВАРИАНТЫ РАСЧЕТА НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ-  
ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА»**

Модуль деформации пласта ( $E^{noch}, E_i^j$ ) · 10 <sup>4</sup> МПа															
Вариант	$m_4^I$	$m_3^I$	$m_2^I$	$m_1^I$	$m_2^{II}$	$m_1^{II}$	$m^{noch}$	Вариант	$m_4^I$	$m_3^I$	$m_2^I$	$m_1^I$	$m_2^{II}$	$m_1^{II}$	$m^{noch}$
1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	16	2	0,2	0,2	0,2	2	2	2
2	0,2	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,2	17	2	2	2	0,2	0,2	0,2	0,2
3	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	18	0,2	0,2	0,2	2	2	2	2
4	0,6	0,2	0,2	0,6	0,6	0,2	0,2	19	2	2	2	2	2	2	2
5	0,2	0,6	0,6	0,2	0,2	0,6	0,6	20	2	2	2	0,6	0,6	0,2	0,2
6	0,2	0,6	0,6	0,6	0,2	0,2	0,2	21	0,2	0,2	0,2	0,6	0,6	2	2
7	0,6	0,2	0,2	0,2	0,6	0,6	0,6	22	2	2	2	0,2	0,2	0,6	0,6
8	0,6	0,6	0,6	0,2	0,2	0,2	0,2	23	0,2	0,2	0,2	2	2	0,6	0,6
9	0,2	0,2	0,2	0,6	0,6	0,6	0,6	24	2	0,6	2	0,2	0,6	0,2	0,2
10	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	25	2	0,6	0,2	0,6	2	0,2	0,2
11	0,2	2	0,2	2	0,2	2	0,2	26	2	2	0,6	2	2	0,2	0,2
12	2	0,2	2	0,2	2	0,2	2	27	0,6	2	0,6	2	0,6	2	0,6
13	2	0,2	0,2	2	2	0,2	0,2	28	2	0,6	2	0,6	2	0,6	2
14	0,2	2	2	0,2	0,2	2	2	29	2	0,6	0,6	2	2	0,6	0,6
15	0,2	2	2	2	0,2	0,2	0,2	30	0,6	2	2	0,6	0,6	2	2

Вторая задача реализуется совместно с первой путем расчета и анализа НДС системы при разной глубине разработки угольного пласта. В соответствии с ранее обоснованным интервалом изменения глубины разработки  $200 \text{ м} \leq H \leq 1000 \text{ м}$ , производится расчет НДС при пяти фиксированных значениях ( $H = 200, 400, 600, 800$  и  $1000 \text{ м}$ ). Результатом анализа является установление закономерностей влияния глубины разработки угольного пласта на НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».

Таким образом, комплексное рассмотрение задач первого этапа потребовало выполнения 150 вариантов расчета.

На втором этапе оценивается влияние геометрических и механических параметров зоны беспорядочного обрушения в выработанном пространстве и области предельного (запредельного) состояния пород в окрестности выемочной выработки. Для этого по результатам первого этапа выбраны наиболее «разнополюсные» (с точки зрения НДС системы) варианты соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи, для которых комплексно выполнены три группы исследований.

*Первая группа* – оценено влияние на НДС системы высоты зоны II беспорядочного обрушения ( $m_1^{II} + m_2^{II}$ ) в выработанном пространстве. Этот параметр согласно существующим исследованиям [33, 34, 84, 106-108] для пологих пластов Донбасса изменяется в пределах  $(3...6)m_y$ . Среднее значение

ние высоты  $h^{II} = 5$  м зоны II беспорядочного обрушения нами уже просчитано на первом этапе. Поэтому для мощности угольного пласта  $m_y = 1,2$  м выполнены расчеты крайних значений  $h^{II}$ : минимальное –  $h^{II} = 3,6$  м и максимальное –  $h^{II} = 7,2$  м. Таким образом, охватывается весь интервал изменения высоты зоны беспорядочного обрушения.

Одновременно выполняется *вторая группа* исследований – оценка влияния ширины  $l_\delta$  зоны разупрочненных пород в боку выработки со стороны смежного выемочного участка. Диапазон изменения ширины  $l_\delta$  (обычно в долях мощности  $m_y$  угольного пласта) установлен на основе исследования НДС системы предыдущего этапа.

*Третья группа* исследований оценивает влияние на НДС системы экспериментально установленной [33, 55] закономерности изменения деформационных характеристик (модуль деформации  $E_{об}$  и коэффициент Пуассона  $\mu^{об}$ ) зоны беспорядочного обрушения.

Для пород углевмещающей толщи пологих пластов Донбасса выполнены исследования [33, 55] по определению параметров  $E_{об}$  и  $\mu^{об}$  обрушенных пород зоны II и установлен наиболее характерный интервал изменения:  $E_{об} = 20...50$  МПа и  $\mu^{об} = 0,25...0,35$ . Причем, выявлены закономерности изменения структуры и свойств обрушенных пород по высоте зоны II. В верхней части зоны II породы слагаются из более крупных кусков и менее уплотнены. Здесь модуль деформации имеет наибольшее значение  $E_{об} = 50$  МПа, а коэффициент Пуассона – наименьшее:  $\mu^{об} = 0,25$ . Ближе к почве пласта обрушенные породы становятся все более мелкодробленными и уплотненными, для них  $E_{об} = 20$  МПа и  $\mu^{об} = 0,35$ . Учитывая эти закономерности, зона беспорядочного обрушения разделена на три равных по мощности слоя: первый –  $E_{об} = 50$  МПа,  $\mu^{об} = 0,25$ ; второй  $E_{об} = 35$  МПа,  $\mu^{об} = 0,30$ ; третий –  $E_{об} = 20$  МПа,  $\mu^{об} = 0,35$ .

Такие расчеты были проведены для трех значений высоты  $h^{II}$  зоны беспорядочного обрушения, наиболее «разнополюсных» вариантов соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи и глубин разработки в интервале  $200 \text{ м} \leq H \leq 1000 \text{ м}$ . Результаты исследований изложены в последовательности их выполнения.



## 24.2. ВЛИЯНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОРОДНЫХ СЛОЕВ НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ НА НДС СИСТЕМЫ

В соответствии с данными таблицы 24.1 были выполнены расчеты НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» для всех тридцати вариантов сочетания модулей деформации слоев, слагающих углевлмещающую толщу. Результаты расчетов проиллюстрированы при глубине разработки  $H = 400$  м для наиболее «разнополюсных» вариантов, где модули деформации отдельных слоев отличаются на один порядок.

### 24.2.1. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ПОРОДНЫХ СЛОЯХ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕЙ ТОЛЩИ

В первую очередь анализ НДС системы выполнен по вертикальным напряжениям  $\sigma_y$ , эпюры распределения которых имеют много общих качественных черт, но существенно различаются в количественном плане в зависимости от варианта сочетания модулей деформации породных слоев. Наибольший интерес представляет зона опорного давления  $l_\delta$ , располагающаяся со стороны смежного выемочного участка краевой части угольного пласта. Общая тенденция такова, что в слоях пород повышенной жесткости компонента  $\sigma_y$  больше, чем в слоях пониженной жесткости, так как первые воспринимают на себя повышенную нагрузку, а вторые благодаря своей податливости находятся под защитой жестких слоев. Вторая общая тенденция заключается в том, что в вариантах с повышенной концентрацией  $\sigma_y$  (в зоне опорного давления) происходит более интенсивное ее снижение при движении в сторону смежного выемочного участка. Максимумы сжимающих напряжений  $\sigma_y$  расположены на границе с нарушенными породами в окрестности выработки и по высоте надугольной толщн имеют три характерные области местонахождения. Первая область – угольный пласт, что характерно для случаев (за исключением вариантов №1 и №19), когда однородные породы непосредственной кровли и почвы представлены слоями пониженной и повышенной жесткости (рис. 24.1). Максимум  $\sigma_y$  изменяется от 69 МПа (вариант №1) до 98 МПа (вариант №19), то есть коэффициент концентрации напряжений достигает величины (6,9...9,8)  $\gamma H$ . При таком уровне действующих напряжений, очевидно, происходит разрушение не только краевой части угольного пласта, но и близлежащих пород. В этой связи представляют интерес размеры области опорного давления, способного разупрочнить слоистый массив со стороны смежного выемочного участка. Так,

минимальная относительная ширина  $\frac{l_{\delta}}{m_y}$  области действия опорного давления  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$  наблюдается при однородном слоистом массиве пониженной жесткости (вариант № 1) и составляет  $\frac{l_{\delta}}{m_y} = 3,46$ . Если же однородный массив сложен слоями повышенной жесткости (вариант №19), то ширина области ( $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$ ) возрастает до  $\frac{l_{\delta}}{m_y} = 9,88$ . Ширина зоны опорного давления с уровнем вертикальных напряжений  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 5$  существенно меньше и изменяется от  $0,99 m_y$  (вариант №1) до  $4,32 m_y$  (вариант №19). Как видно, имеется интенсивное влияние величины модуля деформации слоев при однородной надугольной толще как на величину максимума  $\sigma_y$ , так и на ширину зоны опорного давления.

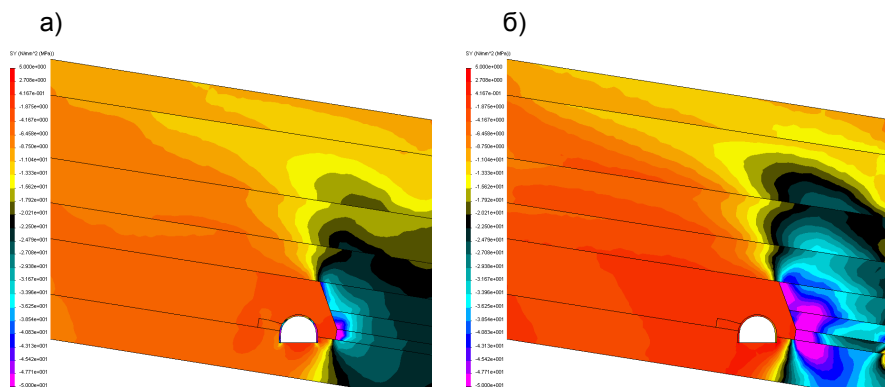


Рис. 24.1. Эпюры вертикальных напряжений  $\sigma_y$  :  
а) вариант № 1; б) вариант № 19

При повышении модуля деформации в 10 раз (с  $0,2 \cdot 10^4$  до  $2 \cdot 10^4$  МПа) максимум  $\sigma_y$  увеличивается на 42%, а ширина  $\frac{l_{\delta}}{m_y}$  зоны опорного давления возрастает в 2,86 раза при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$  и в 4,36 раза при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 5$ . В вариантах, когда

непосредственная кровля и почва сложены слоями пониженной жесткости, а основной кровли – повышенной жесткости, влияние соотношения модуля деформации несколько ослабевает. Так, максимальные отклонения составляют (варианты №№6, 8, 15, 17, 20, 22, 24): по величине  $\sigma_y$  – 13,3%, по ширине зоны

опорного давления – 59,5% ( $\frac{l_\delta}{m_y} = 3,95...6,30$ ) при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$  и 22,6%

( $\frac{l_\delta}{m_y} = 1,11...1,36$ ) при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 5$ . Это ослабление влияния объясняется общими

принципами сложения углевмещающей толщи для всех перечисленных вариантов: вблизи пласта – податливые слои, в зоне I шарнирно-блокового сдвижения – более жесткие породные слои.

Вторая возможная область действия максимумов  $\sigma_y$  располагается в сечении защемления первого слоя  $m_1^I$  зоны I шарнирно-блокового сдвижения слоев надугольной толщи и второго слоя  $m_2^{II}$  непосредственной кровли. Общей чертой такого случая является расположение не менее двух слоев повышенной жесткости в окрестности угольного пласта (варианты №№ 4, 7, 9, 12, 13, 16, 18, 26, 28). Чем больше жестких слоев вблизи угольного пласта, тем больше величина максимальных сжимающих напряжений  $\sigma_y$ , которая достигает 199 МПа в варианте №18, то есть концентрация напряжений в

опорной зоне достигает  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 19,9$ . На наш взгляд, такое явление объясняется

не только опорным давлением, но и изгибающим моментом в сечении защемления первого породного слоя  $m_1^I$  зоны шарнирно-блокового сдвижения надугольной толщи. Это также подтверждается тем, что ширина зоны опорного давления на уровне угольного пласта занимает промежуточное значение (среди рассматриваемых вариантов), составляющее

$\frac{l_\delta}{m_y} = 3,83...6,67$  при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$  и  $\frac{l_\delta}{m_y} = 1,48...2,59$  при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 5$ . Причем, в вариан-

тах с увеличенным количеством жестких слоев зона концентрации  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 5$

шире, чем в остальных вариантах, а зона  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$  становится уже, что свиде-

тельствует о более интенсивном спаде концентрации напряжений  $\sigma_y$  и находится в полном соответствии с современными представлениями о формировании зон опорного давления.

Третья область действия максимумов сжимающих напряжений  $\sigma_y$  располагается в первом породном слое  $m_1^{II}$  непосредственной кровли в тех вариантах (№№2, 5, 11, 14, 21, 27, 30), где этот слой обладает повышенной жесткостью в сравнении с близлежащими слоями. Максимумы  $\sigma_y$  достигают в варианте №14 и составляет 119 МПа, ширина зоны опорного давления  $\frac{l_\delta}{m_y} = 9,81$  при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$  (вариант №11) и  $\frac{l_\delta}{m_y} = 2,96$  при  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 5$  (вариант №14).

Выполненный анализ позволяет сделать ряд общих выводов относительно НДС системы в опорной зоне.

Во-первых, уровень действующих напряжений не оставляет сомнений, что в опорной зоне на некоторую глубину будет происходить разрушение породных слоев непосредственной кровли и почвы, а также краевой части угольного пласта.

Во-вторых, ширина  $\frac{l_\delta}{m_y}$  зоны опорного давления (при разных уровнях действующих напряжений  $\frac{\sigma_y}{\gamma H}$ ) изменяется в довольно широком диапазоне: при нежестких и слабых породных слоях углевмещающей толщи (Западный Донбасс)  $\frac{l_\delta}{m_y} = 3,5 \dots 6,3$ ; в породах средней крепости и перемежающихся слоях повышенной жесткости  $\frac{l_\delta}{m_y} = 1,2 \dots 4,3$ .

В-третьих, в последующем необходимо выполнить исследования НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» с учетом образования зоны разрушенных и разупрочненных пород с механическими свойствами, характерными для этой стадии деформирования породы.

Общими чертами распределения вертикальных напряжений в почве угольного пласта являются: концентрация сжимающих напряжений в зоне опорного давления; разгрузка в почве выработки с появлением растягивающих напряжений  $\sigma_y$  в приконтурной зоне; несколько повышенные сжимающие напряжения (по сравнению с соседними участками) под литой полосой и опорой примыкающей стойки рамы.

Концентрация в почве пласта сжимающих напряжений  $\frac{\sigma_y}{\gamma H} = 3$  в зоне опорного давления распространяется на глубину  $(1 \dots 4)m_y$ , а в сторону смежного выемочного участка, примерно, на такую же ширину, как и в боках выработки. Поэтому закономерности влияния жесткости породных слоев на

размеры зоны опорного давления в почве угольного пласта такие же, как и в боках выработки, что подтверждает корректность постановки задачи.

Глубина зоны разгрузки в почве выработки по критерию  $\sigma_y = 0$  изменяется от 1,4  $m_y$  до 2,3  $m_y$ . Общая закономерность такова, что при увеличенной зоне опорного давления в боку выработки зона разгрузки в ее почве уменьшается и наоборот.

Относительно вертикальной оси выработки наблюдается асимметрия распределения  $\sigma_y$  в ее почве, которая не имеет тесной связи с параметрами зоны опорного давления.

### 24.2.2. ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ЗОНЫ ШАРНИРНО-БЛОКОВОГО СДВИЖЕНИЯ В ПОРОДАХ НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ

Эпюры распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в надугольной толще имеют следующие общие черты (рис. 24.2).

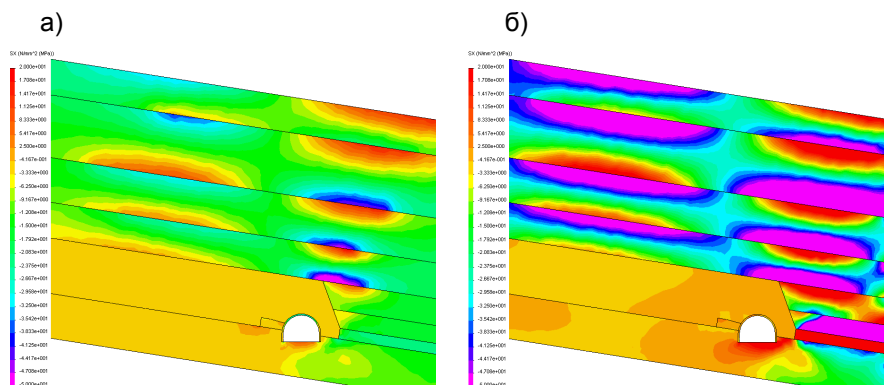


Рис. 24.2. Эпюры горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  :  
а) вариант № 1; б) вариант № 19

*Во-первых*, эпюры  $\sigma_x$  в каждом слое пород надугольной толщи наглядно иллюстрируют процесс их изгиба с образованием максимумов сжимающих и растягивающих напряжений на поверхностях каждого слоя в двух характерных зонах: опорного давления в районе границы со смежным выемочным участком и над выработанным пространством, где опускание породных слоев достигает максимума, что определяет границу зоны полных сдвижений.

*Во-вторых*, максимумы сжимающих и, особенно, растягивающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  указывают на координаты появления, в первую очередь, вертикальных трещин разрыва в породном слое, а затем и образования квазипластических шарниров, формирующих зону шарнирно-блокового сдвижения. В этой связи общими чертами являются:

- в зоне опорного давления максимумы  $\sigma_x$  располагаются в районе действия максимумов  $\sigma_y$  и смещаются в сторону смежного выемочного участка по мере движения к дневной поверхности, что согласуется с современными представлениями [33, 34, 84, 106-108];

- над выемочным штреком четко выражена линия изменения знака кривизны изгиба породных слоев, являющаяся границей зоны опорного давления и имеющая наклон в сторону выработанного пространства;

- в выработанном пространстве линия расположения максимумов  $\sigma_x$  имеет некоторый наклон в сторону выемочной выработки, что свидетельствует об уменьшении длины пролета породных блоков и ширины полостей между слоями по мере движения к дневной поверхности.

*В-третьих*, общая тенденция такова, что максимумы растягивающих и сжимающих горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  гораздо выше по абсолютной величине в более жестких слоях вне зависимости от их расположения по отношению к угольному пласту.

*В-четвертых*, породные слои непосредственной кровли и угольный пласт со стороны смежного выемочного участка весьма чувствительны к колебаниям жесткости слоев углевмещающей толщи и ее строению по этому фактору, что выражается не только в существенном количественном изменении компоненты  $\sigma_x$ , но и в качественной эпюре ее распределения.

*В-пятых*, в почве угольного пласта, независимо от соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи, наблюдаются две общих закономерности:

- концентрация сжимающих напряжений  $\sigma_x$  на границе нарушенного и целостного угольного пласта в боку выработки;

- образование зоны разгрузки в почве выработки с появлением растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в приконтурных слоях.

Установленные общие закономерности распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  предполагают и существенные отличия, обусловленные разной структурой (по фактору жесткости) углевмещающего породного массива. В первую очередь отмечено, что максимумы растягивающих напряжений  $\sigma_x$  составляют в среднем 50-100 МПа с интервалом изменения от 21 МПа в варианте №1 до 317 МПа в варианте №19 (см. рис. 24.2). Вполне очевидно, что при таком уровне растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в породных слоях обязательно произойдет образование трещин разрыва, которые ориентированы перпендикулярно к плоскости напластования [33, 34, 84, 106-

108]. Максимумы сжимающих напряжений  $\sigma_x$  располагаются на противоположной поверхности породного слоя и, как правило, несколько смещены (относительно максимума растягивающих напряжений  $\sigma_x$ ), отражая общие тенденции линий наклона максимумов  $\sigma_x$  в зоне опорного давления и в выработанном пространстве (см. рис. 24.2). Величина максимума сжимающих напряжений  $\sigma_x$  изменяется от 64 МПа в варианте №1 до 299 МПа и является, как правило, разрушающей для пород слабых и средней крепости, которые преимущественно представляют углевмещающую толщу Донбасса. Таким образом, в области действия сжимающих напряжений также наиболее вероятно образование квазипластического шарнира. В целом, уровень растягивающих и сжимающих максимумов компоненты  $\sigma_x$  не оставляет сомнений в образовании квазипластических шарниров, разделяющих породные слои на отдельные блоки в зоне I. Поэтому по линиям расположения максимумов  $\sigma_x$  можно судить о закономерностях изменения длины блоков по высоте зоны I шарнирно-блокового сдвижения.

Кроме отмеченных фактов, шахтными и лабораторными исследованиями установлено явление зависания породных консолей над выработанным пространством ступенчатой формы [33, 34, 84, 106-108]. Линия наклона этих консолей в сторону выработанного пространства однозначно связывается исследователями с геометрическим местом точек изменения знака кривизны изгиба породных слоев, которая также приурочивается к границе зоны повышенного давления над выработанным пространством. Таким образом, в модели по координате  $X$  образуются две группы породных блоков (см. рис. 24.2):

- над выработанным пространством от координат максимумов  $\sigma_x$  до координат изменения знака кривизны изгиба породных слоев (группа А);
- в зоне опорного давления от координат изменения знака кривизны изгиба породных слоев до координат максимумов  $\sigma_x$  (группа Б). Если расширять модель в сторону выработанного пространства, то там будут располагаться примерно одинаковой длины породные блоки зоны I (вплоть до другого выемочного штрека), которые не оказывают существенного влияния на НДС системы в окрестности рассматриваемого выемочного штрека, что было установлено при исследовании расширенной модели, охватывающей половину длины лавы.

Далее проанализированы размеры породных блоков зоны I в зависимости от соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи, что необходимо при последующем моделировании зоны шарнирно-блокового сдвижения. Угол наклона  $\psi$  линии изменения знака кривизны изгиба породных слоев над охраняемой выработкой и выработанным пространством большинство исследователей [33, 34, 84, 106-108] оценивают  $\psi = 70...74^\circ$  на пологих пластах Донбасса вне зависимости от структуры и крепости пород надугольной толщи. На представленных эпюрах горизон-

тальных напряжений  $\sigma_x$  (см. рис. 24.2) геометрическое место точек изменения знака кривизны можно четко установить по координатам  $X$  изменения знака горизонтальных напряжений по одной и той же поверхности произвольного породного слоя зоны I. Установлено, что угол  $\psi$  характеризуется достаточным постоянством: вне зависимости от соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи величина  $\psi$  изменяется в узком диапазоне от  $72^\circ$  (вариант №16) до  $76^\circ$  (варианты №1 и №2). В остальных 27 вариантах  $\psi = 73...74^\circ$ , что полностью соответствует существующим аналитическим и экспериментальным исследованиям [33, 34, 84, 106-108]. Таким образом, с достаточной точностью можно принять угол расположения зависящих породных консолей над выработанным пространством постоянным и равным  $74^\circ$ .

С другой стороны, большинство исследователей утверждают, что процесс послыоного образования зоны I шарнирно-блокового сдвижения во многом определяет формирование нагрузки на крепь выемочной выработки и литую полосу. Поэтому представляется чрезвычайно важным оценить размеры блоков в зоне I и закономерности их связи с соотношением модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи. Анализ общих черт эпюр распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  позволил сформировать схему (рис. 24.3) к расчету длины  $a_i$  первой группы блоков  $A$  над выработанным пространством (длина блока первого породного слоя  $a_1$ ) и длины  $b_i$  второй группы Б блоков в зоне опорного давления вблизи выемочного штрека (длина блока первого породного слоя  $b_1$ ). Размеры всех блоков в зоне I шарнирно-блокового сдвижения будут известны, если будут установлены длины  $a_1$  и  $b_1$  блоков в первом породном слое  $m_1^I$  и углы  $\psi_1$  и  $\psi_2$ , ограничивающие размеры блоков при движении к дневной поверхности. Таким образом, поставлена задача выявления закономерностей изменения перечисленных параметров от соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи, что является обязательным этапом для последующего обоснованного моделирования процессов деформирования зоны шарнирно-блокового сдвижения.

Анализ размеров блоков зоны I выполнен, начиная с угла  $\psi_1$  (см. рис. 24.3), являющегося их границей со стороны выработанного пространства. Очевидно, чем больше угол  $\psi_1$ , тем меньше длина блоков первой группы  $A$  (над выработанным пространством). Увеличение угла  $\psi_1$  объясняется более близким расположением к охраняемой выработке максимумов  $\sigma_x$ , что связано с более интенсивным изгибом слоев  $m_2^I$  и  $m_3^I$ , когда одновременно оба породных слоя в непосредственной кровле ( $\psi_1 = 103^\circ$  в варианте №15) или



также в первом слое основной кровли ( $\psi_1 = 105^\circ$  в варианте №17) пониженную жесткость. Тогда верхние  $m_2^I$  и  $m_3^I$  более жесткие слои при своем деформировании в выработанное пространство имеют меньшую реакцию отпора со стороны нижних ( $m_1^I$ ,  $m_1^{II}$ ,  $m_2^{II}$ ) податливых слоев, нагрузка на жесткие слои увеличивается, они изгибаются более интенсивно, что перемещает максимум изгибающего момента ближе к месту защемления жесткого породного слоя.

Варианты №1 и №19 однородного (по величине модуля деформации) сложения породных слоев надугольной толщи имеют угол  $\psi_1$ , практически перпендикулярный к плоскости напластования.

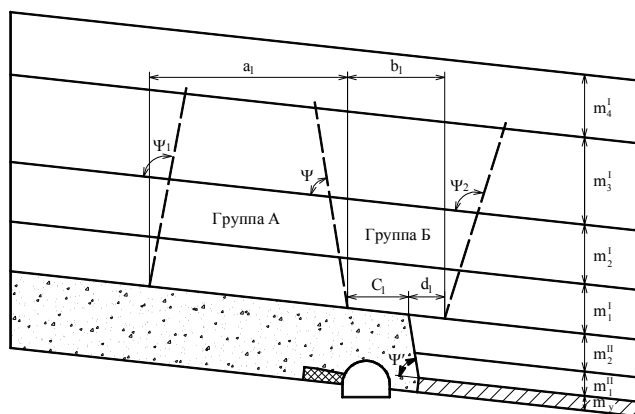


Рис. 24.3. Схема к определению длины боков в зоне шарнирно-блокового сдвига пород надугольной толщи вблизи выемочной выработки

Для вариантов №3 ( $\psi_1 = 93^\circ$ ) и № 6 ( $\psi_1 = 95^\circ$ ) характерен угол  $\psi_1$ , несколько превышающий  $90^\circ$ , что связано, на наш взгляд, с расположением в непосредственной кровле второго слоя  $m_2^{II}$  пониженной жесткости. Это уменьшает сопротивление изгибу вышележащих слоев основной кровли и максимум  $\sigma_x$  перемещается в сторону выемочного штрека. Но, так как в непосредственной кровле находится только один породный слой пониженной жесткости, то угол  $\psi_1$  в данных вариантах меньше, чем в вариантах №15 и №17. Когда в непосредственной кровле залегает второй породный слой повышенной жесткости (варианты №4 и №15), он с большей реакцией воздействует на слои основной кровли, снижая интенсивность их изгиба, и максимум  $\sigma_x$  перемещается в сторону выработанного пространства. Наконец, когда в непосредственной кровле располагаются исключительно жесткие

слои, их повышенная реакция на слои основной кровли еще более повышает сопротивляемость изгибу последних и максимумы  $\psi_1$  продолжают смещаться в сторону выработанного пространства ( $\psi_1 = 81^\circ$  в варианте №16 и  $\psi_1 = 80^\circ$  в варианте №18). Что касается угла  $\psi$ , то, как отмечалось ранее, его с достаточной точностью можно принять постоянным и равным  $\psi_1 = 74^\circ$ . Последующие исследования на разных глубинах разработки угольного пласта также показали практически постоянные значения  $\psi$ . Угол  $\psi_2$  характеризует месторасположение максимумов  $\sigma_x$  по высоте надугольной толщи в зоне опорного давления. Он не имеет сколь-нибудь значительной связи с соотношением модулей деформации породных слоев, слагающих надугольную толщу. Так, для просчитанных 30 вариантов при  $H = 400$  м угол  $\psi_2$  имеет достаточно узкий диапазон колебания от  $98^\circ$  до  $104^\circ$  без наличия какой-либо устойчивой тенденции его изменения при вариации параметров  $E_i^{I,II}$ . Очевидно, это связано с общеизвестными факторами стабильного перемещения максимумов опорного давления в сторону нетронутого угольного пласта по мере движения к дневной поверхности. Поэтому принято постоянство угла  $\psi_2$  вне зависимости от структуры пород надугольной толщи со средним значением  $\psi_2 = 101^\circ$ .

Закономерности влияния соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи на величину  $\frac{\alpha_1}{m_y}$  пролета породного блока первой группы А в первом породном слое основной кровли следующие (см. рис. 24.3). Анализ эпюр  $\sigma_x$  показал, что основное влияние здесь оказывает соотношение жесткостей породных слоев основной кровли. При повышенной жесткости двух вышележащих слоев ( $m_2^I$  и  $m_3^I$ ) по сравнению с первым слоем  $m_1^I$  основной кровли первые воспринимают на себя повышенную нагрузку и защищают слой  $m_1^I$ , который, находясь в частично разгруженном состоянии, менее подвержен изгибающим усилиям. Поэтому максимум  $\sigma_x$  в первом податливом слое  $m_1^I$  отодвигается в сторону выработанного пространства и длина  $\frac{\alpha_1}{m_y}$  блока в первом породном слое увеличивается:

$\frac{\alpha_1}{m_y} = 19,1$  в варианте №14 и  $\frac{\alpha_1}{m_y} = 18,0$  в варианте №17. При пониженной же-

жесткости слоев  $m_2^I$  и  $m_3^I$  они, интенсивно изгибаясь, опираются на более же-

сткий слой  $m_1^I$ , который воспринимает на себя основную часть нагрузки. Поэтому наблюдается более интенсивный изгиб первого слоя основной кровли и максимум  $\sigma_x$  перемещается в сторону выемочного штрека: длина  $\frac{\alpha_1}{m_y}$  уменьшается ( $\frac{\alpha_1}{m_y} = 13,7$  в варианте №13 и  $\frac{\alpha_1}{m_y} = 15,0$  в варианте №18).

Влияние глубины разработки на длину пролета  $\frac{\alpha_1}{m_y}$  блока первой группы в первом породном слое оценено в следующем подразделе.

Длина  $\frac{e_1}{m_y}$  блока второй группы Б первого породного слоя состоит из двух частей (см. рис. 24.3): длины  $\frac{C_1}{m_y}$  консоли, зависающей над штреком, и

длины  $\frac{d_1}{m_y}$  участка от точки защемления консоли до точки расположения максимума  $\sigma_x$  в зоне опорного давления. Консоль длиной  $\frac{C_1}{m_y}$  образуется,

на наш взгляд, за счет сопротивления литой полосы: в период возведения полосы и начала ее твердения жесткость полосы мало влияет на процесс послойного обрушения породных слоев непосредственной кровли (на некотором расстоянии со стороны смежного выемочного участка) под углом  $\psi^1 \approx \psi$ ; с течением времени и по мере движения очистного забоя начинается послойное обрушение основной кровли, но к этому моменту литая полоса уже набрала достаточную жесткость для того, чтобы служить в качестве обрезной крепи. С другой стороны, длина меньше длины консоли, которая образовалась бы, если брать точку отсчета угла  $\psi$  от торца литой полосы со стороны выработанного пространства. Здесь, на наш взгляд, оказывают влияние такие факторы, как повышенная деформативность пород зоны беспорядочного обрушения, зоны нарушенных пород со стороны угольного пласта, а также размеры этих зон, что изложено в последующих подразделах.

Что касается численных значений длины консоли  $\frac{C_1}{m_y}$ , то установлено, что она практически не зависит от соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи: среднее значение  $\frac{C_1}{m_y}$  составляет 4,36 с диапазоном колебаний от 3,92 (-10,1%) до 4,67 (+10,7%). Это связано,

на наш взгляд, со стабильностью угла  $\psi$  изменения знака кривизны изгиба породных слоев, который (при последующем образовании квазипластических шарниров) характеризует угол зависания породных консолей основной кровли вблизи выемочного штрека.

Таким образом, обосновано постоянство длины  $\frac{C_1}{m_y}$  консоли первого породного слоя основной кровли вне зависимости от деформационных характеристик слоев углевмещающей толщи, которая изменяется в интервале  $\frac{C_1}{m_y} = 4 \dots 4,5$ .

Как отмечалось ранее, длина  $\frac{e_1}{m_y}$  блока второй группы Б в первом породном слое основной кровли включает также участок  $\frac{d_1}{m_y}$  от точки защемления консолей  $\frac{C_1}{m_y}$  до точки максимума  $\sigma_x$  в зоне опорного давления (см. рис. 24.3). В ходе анализа установлено определенное влияние на параметр  $\frac{d_1}{m_y}$  соотношения деформационных характеристик породных слоев на-

дугольной толщи. Максимальная величина  $\frac{d_1}{m_y} = 3,9$  наблюдается для вари-

анта №15, когда в непосредственной кровле залегают только податливые слои, а в основной – только жесткие. Это объясняется, на наш взгляд, низким отпором податливых слоев, способствующих более интенсивному изгибу жестких слоев основной кровли в глубине угольного пласта, куда перемещается максимум  $\sigma_x$ . В прямо противоположном варианте №16 залегания в непосредственной кровле только жестких слоев, а в основной – только податливых, максимум  $\sigma_x$  стремится к точке защемления консолей, а иногда и проходит ее  $\frac{d_1}{m_y} = -0,3$ . Эти данные вполне соответствуют современ-

ным представлениям о процессах сдвижения надугольной толщи в окрестности выемочного штрека.

Проанализированные параметры  $\psi$ ,  $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ,  $\frac{a_1}{m_y}$ ,  $\frac{C_1}{m_y}$ ,  $\frac{d_1}{m_y}$  дополнительно изучены в следующем подразделе на предмет их изменения с глубиной разработки  $H$ .

По результатам этих исследований получены уравнения регрессии, позволяющие рассчитать размеры блоков в зоне шарнирно-блокового сдвижения, что необходимо для ее обоснованного моделирования в ходе исследования закономерностей развития нагрузок на крепь выемочной выработки и литую полосу.

### 24.2.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ЛИТОЙ ПОЛОСЕ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ

Для детального изучения НДС литой полосы выполнены в более крупном масштабе эпюры приведенного напряжения, которые проанализированы для наиболее «разнополюсных» вариантов по соотношению модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи.

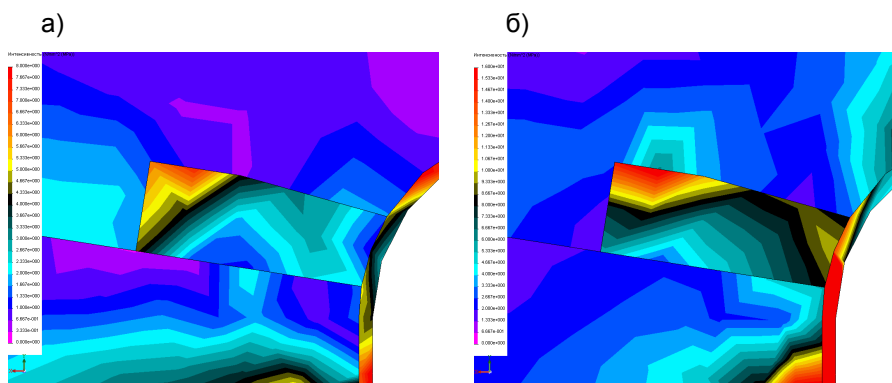


Рис. 24.4. Эпюры распределения приведенных напряжений  $\sigma$  в литой полосе: а) вариант №19; б) вариант №11

Эпюры приведенного напряжения в литой полосе характеризуются (в большинстве вариантов) преимущественным расположением повышенного  $\sigma$  в районе опорной ее части и пониженного  $\sigma$  в районе разгрузочной полости (рис. 24.4), что подтверждает сформулированные ранее предпосылки о механизме работы литой полосы предлагаемой конструкции. Максимум  $\sigma$  располагается, примерно, посередине опорной части литой полосы на контакте с обрушенными породами непосредственной кровли. По краям опорной части полосы напряжения  $\sigma$  несколько снижаются, что подтверждает выводы [127, 41] о существовании так называемого «ядра», воспринимающего основную нагрузку и обеспечивающего жесткость литой полосы.

В части полосы с разгрузочной полостью в ее верхней области происходит постепенное снижение  $\sigma$  вплоть до контакта с рамной крепью выемоч-

ного штрека (см. рис. 24.4, а). Отношение максимума  $\sigma$  в опорной части к минимуму  $\sigma$  на контакте с рамой составляет 6,3, что в несколько раз больше, чем, например, в двойных буттовых полосах [35, 36], где реакция податливой части полосы составляет 55-70% от реакции жесткой части. Таким образом, наблюдается не только снижение реакции разгрузочной части литой полосы, но и более глубокая разгрузка примыкающих к выемочной выработке пород.

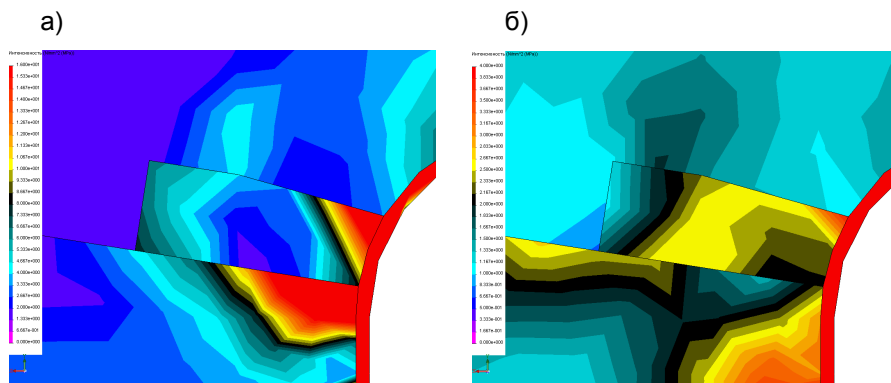


Рис. 24.5. Эпюры распределения приведенных напряжений  $\sigma$  в литой полосе: а) вариант №14; б) вариант №15

Следует отметить, что описанные выше особенности распределения  $\sigma$  являются преобладающими, но не единственными при различных сочетаниях модулей деформации породных слоев углеводящей толщи. Так, в варианте №11 (см. рис. 24.4, б) также происходит постепенное уменьшение  $\sigma$  в разгрузочной части литой полосы, но отношение  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}$  уже меньше и составляет только 2,4. Но имеются варианты №14 и №15, когда максимум приведенных напряжений располагается на контакте с рамой в верхней части полосы (см. рис. 24.5). В этих вариантах имеют место наиболее длинные пролеты  $\alpha_1$  зависящих консолей породных блоков группы А (см. рис. 24.3), формирующих повышенную нагрузку на литую полосу. На наш взгляд, концентрация  $\sigma$  объясняется изгибом верхнего торца литой полосы на контакте с рамой, имеющий слегка искривленную форму с образованием подобия консоли с небольшим пролетом. При изгибе этой локальной области возникают растягивающие напряжения  $\sigma_x$ , которые в сочетании со сжимающими напряжениями  $\sigma_y$  дают резкое увеличение приведенных напряжений. Тем не менее, несмотря на редко встречающуюся такую эпюру  $\sigma$ , следует учитывать возможность раз-

рушения данной локальной области и разработать мероприятия по предотвращению этого процесса.

В вариантах №14 и №15 (см. рис. 24.5) наблюдаются также высокие концентрации  $\sigma$  в породной берме в районе границы с выемочным штреком: при повышенной жесткости почвы – в верхней части породной бермы на контакте с литой полосой; при пониженной жесткости почвы – в нижней части породной бермы в районе опоры стойки рамы. Такой факт, на наш взгляд, также объясняется изгибом этой области породной бермы: при жесткой почве изгиб литой полосы на границе с рамой способствует возникновению дополнительных вертикальных напряжений  $\sigma_y$  (модуль деформации почвы и литой полосы одинаковый) на контакте с породной бермой, что способствует изгибу ее торца с появлением растягивающих напряжений  $\sigma_x$ ; при податливой почве она проседает под действием жесткого штампа (модуль деформации литой полосы на порядок выше модуля деформации пород почвы) и на контакте с литой полосой появляются дополнительные сжимающие напряжения  $\sigma_x$ , а в районе опоры стойки рамы – растягивающие  $\sigma_x$ . В подавляющем количестве вариантов соотношений модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи породная берма на контакте с литой полосой нагружена достаточно равномерно (см. рис. 24.4) и сколь-нибудь существенных концентраций  $\sigma$  не возникает, что благоприятно сказывается на ее устойчивости. В то же время, повышенная в той или иной степени величина  $\sigma$  располагается непосредственно у опоры стойки рамы, что необходимо учитывать при оценке устойчивости как данной локальной области породной бермы, так и почвы выемочного штрека в районе опоры стойки рамы.

В области контакта верхней части литой полосы с разрушенными породами непосредственной кровли практически во всех вариантах наблюдается устойчивая тенденция распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$ : повышенная величина  $\sigma_y$  действует на опорную часть; пониженные  $\sigma_y$  – на разгрузочную часть.

Максимум приведенных напряжений  $\sigma_{max}$  при  $H = 400$  м во всех вариантах не превысил уровень 13,4 МПа, что находится в пределах прочностных характеристик материала литой полосы из твердеющих смесей [24, 28, 42]. Наибольшая величина  $\sigma_{max}$  наблюдается в вариантах №14 ( $\sigma_{max} = 13,1$  МПа) и №17 ( $\sigma_{max} = 13,4$  МПа), что объясняется, на наш взгляд, повышенным пролетом  $\alpha_1$  породного блока группы А зоны шарнирно-блокового сдвижения (см. рис. 24.3), который располагается непосредственно над литой полосой и активно участвует в формировании на нее нагрузки. Кроме того, высокая деформируемость первого породного слоя  $m_1^I$  основной кровли способствует более интенсивной передаче нагрузки от вышележащей надугольной толщи.

В вариантах №13 ( $\sigma_{max} = 4,7$  МПа) и №18 ( $\sigma_{max} = 4,2$  МПа) имеет место пониженная величина  $\sigma_{max}$ , что связано с повышенной жесткостью первого породного слоя  $m_1^I$  основной кровли и пониженной длиной пролета его блока, опирающегося через разрушенные породы непосредственной кровли на литую полосу.

В остальных наиболее «разнополюсных» вариантах максимум приведенных напряжений изменяется в пределах  $\sigma_{max} = 6,9...10,2$  МПа, что соответствует средним значениям длин пролетов породных блоков над литой полосой.

Таким образом, прослеживается тесная взаимосвязь, во-первых, с длиной пролета первого породного блока группы А зоны шарнирно-блокового сдвижения и, во-вторых, с модулем деформации породных слоев основной кровли и почвы угольного пласта.

#### 24.2.4. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В РАМНОЙ КРЕПИ

Наряду с литой полосой наибольший интерес представляет анализ НДС рамной крепи выемочной выработки. Практически во всех исследуемых вариантах наблюдается общая закономерность пониженной величины приведенного напряжения в своде рамы и повышенного  $\sigma$  в ее стойках, что может быть объяснено эффектом влияния пучения почвы выемочной выработки, воздействием литой полосы и, особенно, породной бермы на контакте с рамой. В подтверждение этому выводу проиллюстрированы эпюры приведенного напряжения в рамной крепи на рис. 24.6 и рис. 24.7 для наиболее «разнополюсных» вариантов соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи при глубине разработки  $H = 400$  м.

Поле напряжений  $\sigma$  в своде рамы достаточно равномерное с небольшим увеличением  $\sigma$  в верхних волокнах (для большинства вариантов), что указывает на изгиб рамы в сторону кровли

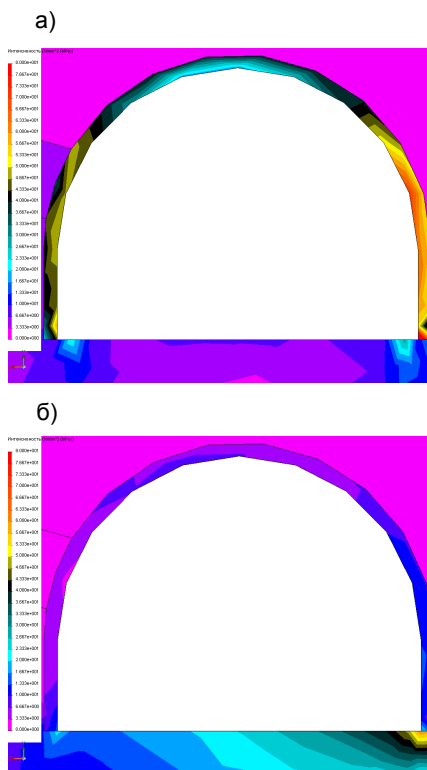
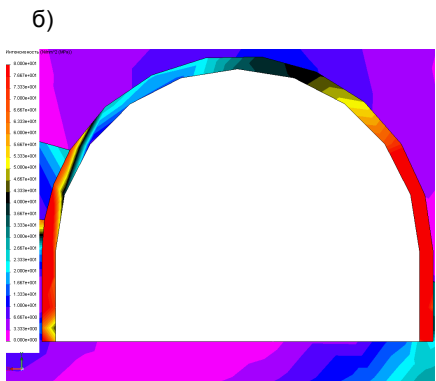
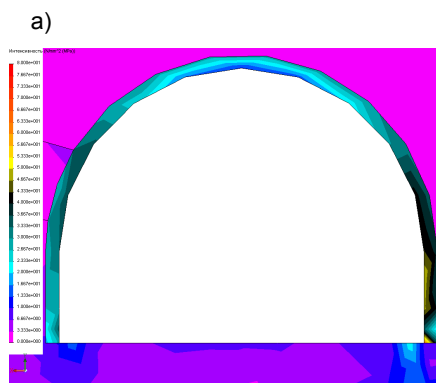


Рис. 24.6. Распределение приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи:  
а) вариант №1, б) вариант №19



выемочной выработки, несмотря на значительную нагрузку на раму именно со стороны кровли. Такое явление происходит при изгибе стоек рамы в полость выработки [40] под воздействием пучения почвы и бокового давления не только со стороны литой полосы и породной бермы штрека, но и со стороны частично нарушенного угольного пласта смежного выемочного участка.



**Рис. 24.7. Распределение приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи:**  
а) вариант №13, б) вариант №14

го изгибающего момента. Только в окрестности опоры стойки возникает существенный изгибающий момент, деформирующий стойку в полость выработки.

Что касается величины максимума  $\sigma_{max}$  приведенных напряжений, то его минимальное значение имеет место в варианте №19, когда вся углевещающая толща представлена слоями повышенной жесткости – ее перемещение в полость выработки меньше и, соответственно, пониженная нагрузка действует на рамную крепь. По той же причине при пониженной жесткости

В стойке рамы со стороны литой полосы наблюдаются следующие особенности распределения приведенного напряжения  $\sigma$ . Во-первых, по контуру рамы на участке, примыкающему к литой полосе, наблюдается повышенная величина  $\sigma$  на контакте, что указывает на стремлении рамы переместиться в направлении выработанного пространства и подтверждает наши предположения о необходимости наличия контакта литой полосы с рамной крепью для создания реакции отпора при ее деформировании в сторону выработанного пространства. Во-вторых, в большинстве вариантов непосредственно у опоры стойки (на высоте 0,2 м) происходит ее изгиб в полость выработки. Таким образом, стойка рамы со стороны выработанного пространства находится в сложном НДС под воздействием изгибающего момента переменного знака по ее контуру.

Со стороны смежного выемочного участка максимальная величина приведенного напряжения  $\sigma$  также наблюдается в стойке рамы, большая часть контура которой имеет достаточно равномерное распределение  $\sigma$ , что указывает на действие небольшо-

всех пластов углевмещающей толщи (вариант №1) величина  $\sigma_{max}$  резко возрастает. Однако наибольшее значение  $\sigma_{max}$  имеет место в варианте №14 (см. рис. 24.6), который характеризуется максимальной длиной пролета зависящей консоли блока первого породного слоя основной кровли зоны шарнирно-блокового сдвижения группы А (см. рис. 24.3).

В целом установлено (для  $H = 400$  м) весьма существенное влияние соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи как на поле приведенного напряжения, так и на величину его максимума  $\sigma_{max}$ , определяющего, в конечном итоге, несущую способность рамной крепи.

Такое же влияние имеет место и в других элементах системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса», что указывает на необходимость учета соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи.

## ВЫВОДЫ

1. Анализ общих черт эпюр распределения компонент поля напряжений в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» позволил обосновать схему строения зоны шарнирно-блокового сдвижения породных слоев надугольной толщи в окрестности выемочного штрека. Выделены две группы блоков: над выработанным пространством и в зоне опорного давления. Выявлены тенденции изменения геометрических параметров этих групп породных блоков в зависимости от глубины разработки и соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи.

2. Установлено существование тесной связи НДС литой полосы (помимо глубины разработки) с длиной пролета породных блоков первой группы (над выработанным пространством) и с соотношением модулей деформации породных слоев основной кровли и почвы угольного пласта.

3. НДС рамной крепи выемочной выработки имеет существенную связь с теми же геомеханическими параметрами, что и литая полоса, но со своими особенностями:

– *во-первых*, как правило, на контакте рамы с литой полосой наблюдается повышенная величина приведенного напряжения  $\sigma$ , что указывает на стремление рамы деформироваться в направлении выработанного пространства и необходимость ограничения этого процесса;

– *во-вторых*, непосредственно у опоры стойки рамы на высоте, примерно, 0,2 м происходит ее интенсивный изгиб в полость выработки, для предотвращения которого необходимо усиление крепи, например, с помощью системы анкеров;

– *в-третьих*, наибольшие приведенные напряжения  $\sigma$  возникают в стойках рамы, приводящих к их изгибу в полость выработки и потери устойчивости крепи в целом

## 25. ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ ГЛУБИНЫ РАЗРАБОТКИ УГОЛЬНЫХ ПЛАСТОВ НА НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ- ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА»

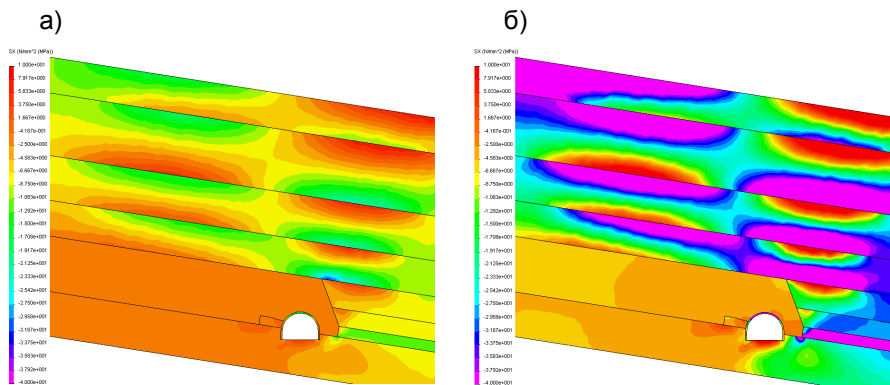
Влияние глубины разработки на изменение НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» проанализировано для ее основных элементов: углевмещающего слоистого массива, литой полосы с разгрузочной полостью и рамной крепи выемочного штрека. На глубине в интервале исследования от  $H = 200$  м до  $H = 1000$  м присутствуют те же закономерности распределения компонент поля напряжений в элементах системы, что и при  $H = 400$  м, которые были установлены в предыдущем подразделе. Однако есть некоторые особенности, связанные с изменением глубины разработки.

### 25.1. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ПОРОДНЫХ СЛОЯХ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕЙ ТОЛЩИ

В надугольной слоистой толще пород вне зависимости от глубины разработки происходят качественно одинаковые геомеханические процессы образования зоны беспорядочного обрушения породных слоев непосредственной кровли и зоны шарнирно-блокового сдвижения породных слоев основной кровли, области разгрузки в выработанном пространстве и области опорного давления со стороны смежного выемочного участка (краевой части угольного пласта). Но в количественном отношении с ростом глубины разработки имеются свои особенности. На основе анализа поля распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в породных слоях основной кровли (рис. 25.1) установлена разная степень влияния глубины разработки на параметры  $\Psi$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ ,  $a_1$ ,  $c_1$  и  $d_1$  зоны шарнирно-блокового сдвижения.

*Во-первых*, выявлено весьма устойчивое постоянство углов  $\Psi$ ,  $\Psi_2$  при изменении глубины разработки. Поэтому среднее значение этих параметров остается таким же, как и при  $H = 400$  м, а именно  $\Psi = 74^\circ$ ,  $\Psi_2 = 101^\circ$ , которые приняты за расчетные в последующих исследованиях. Угол  $\Psi_1$  имеет переменное значение в зависимости от соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи, которые проанализированы в §24.2.2 для глубины  $H = 400$  м. Для других значений  $H$  от 200 м до 1000 м установлены практически идентичные закономерности, которые позволяют утверждать, что угол  $\Psi_1$  не зависит от глубины разработки. С точки зрения геомеханики сдвижения надугольной толщи данный вывод вполне объясним, по-

скольку напряжения, возникающие при изгибе породных слоев в выработанное пространство, существенно превышают прочностные характеристики пород уже на глубине  $H = 200$  м. Поэтому процесс образования породных блоков и их параметры в зоне шарнирно-блокового сдвижения практически одинаковы при разной глубине разработки.

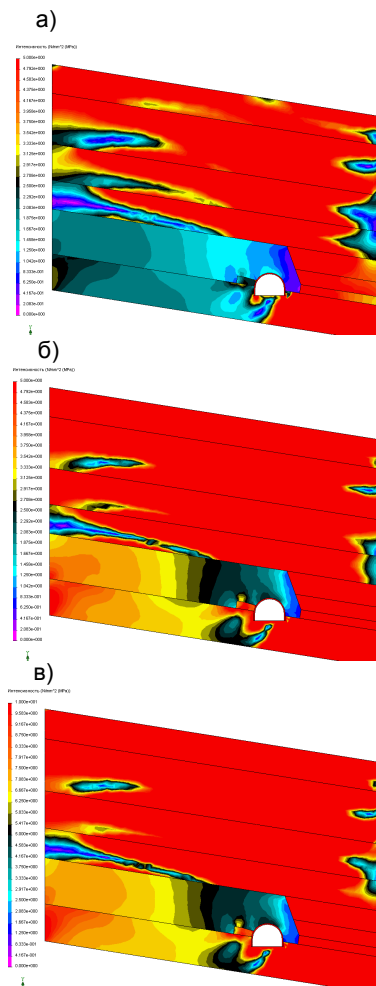


**Рис. 25.1.** Эпюры распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  в однородной породной толще при глубине разработки: а)  $H = 200$  м; б)  $H = 800$  м

*Во-вторых*, помимо угловых параметров зона шарнирно-блокового сдвижения характеризуются линейными параметрами  $a_1$ ,  $c_1$  и  $d_1$  блоков первого породного слоя этой зоны. Здесь выявлены следующие закономерности. Длина  $a_1$  породного блока группы А (см. рис. 24.3) изменяется в зависимости от соотношения модулей деформации породных слоев надугольной толщи и эта закономерность практически постоянна для разной глубины разработки. Длина зависящей консоли  $c_1$  породного блока группы Б составляет  $(4...4,5)m_y$  и не зависит как от глубины разработки, так и от соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи. Такое постоянство параметров  $a_1$  и  $c_1$  при переменной глубине разработки объясняется теми же причинами, что и постоянство параметров  $\Psi$ ,  $\Psi_1$  и  $\Psi_2$ .

Исключение составляет параметр  $d_1$ , характеризующий максимум опорного давления со стороны смежного выемочного участка, где установлены следующие особенности влияния глубины разработки. В вариантах №15 и №17 в непосредственной кровле залегают только слои пониженной податливости, поэтому максимум  $\sigma_x$  располагается в глубине угольного пласта. С увеличением глубины разработки увеличивается изгиб более жестких

слоев основной кровли и максимум  $\sigma_x$  перемещается в сторону выемочной выработки. В вариантах №16 и №18 в непосредственной кровле расположены только слои повышенной жесткости, поэтому максимум  $\sigma_x$  располагается на границе с нарушенными породами. С увеличением глубины разработки максимум  $\sigma_x$  постепенно перемещается в сторону угольного пласта. Это можно объяснить ростом деформации жестких слоев непосредственной кровли, угольного пласта и его почвы с ростом глубины разработки, что увеличивает изгиб менее жестких породных слоев основной кровли в глубине угольного пласта. В углевмещающей толще, однородной по деформационным характеристикам слагающих породных слоев (варианты №1 и №19), либо когда происходит чередование жестких и податливых породных слоев в непосредственной и основной кровле (варианты №11-№14), глубина разработки не оказывает существенного влияния на параметр  $d_1$ . Эти закономерности необходимо учитывать в дальнейших исследованиях геомеханики взаимодействия системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».



**Рис. 25.2.** Эпюры приведенного напряжения  $\sigma$  для варианта №1: а)  $H = 200$  м, б)  $H = 400$  м, в)  $H = 800$  м

*В-третьих*, проанализировано влияние глубины разработки на НДС области разгрузки (зона беспорядочного обрушения) в окрестности выемочного штрека и литой полосы. Для этого выбраны более узкие интервалы шкалы приведенных напряжений с максимумом: 3 МПа ( $H = 200$  м), 5 МПа ( $H = 400$  м) и 7 МПа ( $H = 800$  м).

Для однородного по деформационным характеристикам слоистого углевмещающего массива (вариант №1) наблюдается практически линейное увеличение  $\sigma$  с ростом глубины разработки (рис. 25.2). Отличие заключается в том, что при слоистом массиве пониженной жесткости приведенные напряжения существенно выше (чем при слоях повышенной жесткости), что вполне объяснимо более интенсивным смещением породных слоев основной кровли и формированием более высокой нагрузки

Для однородного по деформационным характеристикам слоистого углевмещающего массива (вариант №1) наблюдается практически линейное увеличение  $\sigma$  с ростом глубины разработки (рис. 25.2). Отличие заключается в том, что при слоистом массиве пониженной жесткости приведенные напряжения существенно выше (чем при слоях повышенной жесткости), что вполне объяснимо более интенсивным смещением породных слоев основной кровли и формированием более высокой нагрузки

на породы зоны беспорядочного обрушения. Слабая нелинейная связь  $\sigma$  и  $H$ , то есть по сути аналогичная картина наблюдается в вариантах №15-№18, где отдельно по деформационным характеристикам однородны породы как основной, так и непосредственной кровли. В вариантах №12 и №13 нелинейность функции  $\sigma(H)$  несколько увеличивается, но весьма существенная нелинейность связи  $\sigma$  и  $H$  наблюдается в вариантах №11 и №14, где идет чередование жестких и податливых породных слоев углевмещающей толщи с одинаковой структурой непосредственной кровли и верхних слоев основной кровли. В этих вариантах максимальные приведенные напряжения в обрушенных породах в окрестности выемочного штрека достигаются при  $H = 400$  м, а при  $H = 800$  м заметно снижаются. При более тщательном анализе НДС системы выявлена причина такого явления: при  $H = 200$  м и  $H = 800$  м максимум опорного давления (по величине  $\sigma$ ) располагается в породах основной кровли; при  $H = 400$  м этот максимум перемещается в непосредственную кровлю и располагается на значительном удалении от выработки в сторону смежного выемочного участка. Очевидно, здесь играет роль второй породный слой  $m_2^H$  непосредственной кровли, обладающий повышенной податливостью, в связи с чем породные блоки основной кровли значительного пролета ложатся на обрушенные породы. На это указывает и асимметрия эпюры  $\sigma$  в обрушенных породах над выработкой, вытянутая в сторону смежного выемочного участка. При дальнейшем увеличении глубины разработки начинают активно деформироваться жесткие верхние слои основной кровли и зона максимума опорного давления перемещается в их область. Одновременно происходит разгрузка нижнего породного слоя основной кровли, и напряженность обрушенных пород в окрестности выемочной выработки резко падает.

Таким образом, несмотря на подавляющее число вариантов с квазилинейной связью в зоне разгрузки с глубиной разработки, встречаются варианты соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи, когда имеет место ярко выраженная нелинейность функции  $\sigma(H)$ .

*В-четвертых*, проанализированы закономерности изменения приведенных напряжений в зоне опорного давления с ростом глубины разработки. Поскольку в зоне опорного давления действует повышенная величина  $\sigma$ , то интервал шкалы напряжений увеличен до 50 МПа для  $H = 200, 400$  м и до 70 МПа для  $H = 800$  м.

Близкая к линейной наблюдается связь приведенных напряжений и глубины разработки для вариантов №1 и №18 (рис. 25.3), что объясняется, на наш взгляд, постоянством (при разной глубине разработки) расположения максимума  $\sigma$  в опорной зоне. Аналогичная закономерность имеет место в вариантах №13 и №16. Некоторое увеличение нелинейности функций  $\sigma(H)$  происходит в вариантах №12 и №15. Весьма нелинейная связь приведенного напряжения в опорной зоне с глубиной разработки характерна для вари-

антов №19, №14, №11. Здесь, как и в зоне разгрузки, существенная нелинейность связана с перемещением (при изменении глубины разработки)

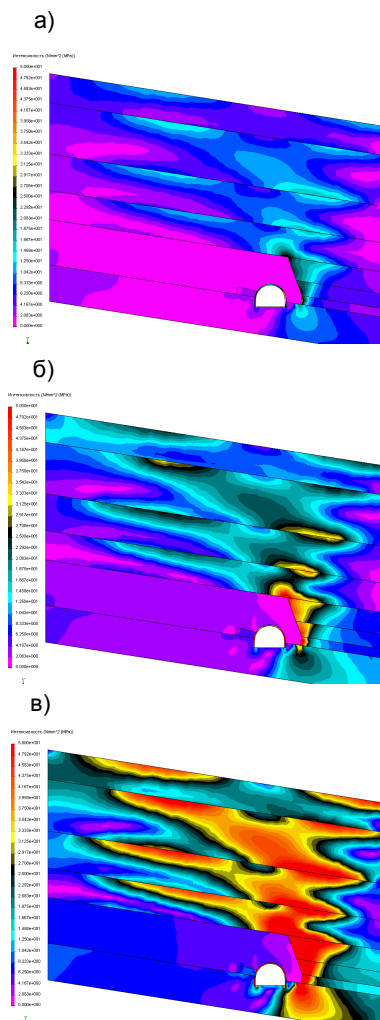


Рис. 25.3. Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  в опорной зоне для варианта №1: а)  $H = 200$  м, б)  $H = 400$  м, в)  $H = 800$  м

максимума  $\sigma_{max}$  приведенных напряжений по всему пространству опорной зоны, начиная от угольного пласта и заканчивая верхними слоями основной кровли. Это обусловлено, в том числе, и условиями проскальзывания породных слоев друг относительно друга, то есть в определенной степени независимым изгибом породных слоев углевыещающей толщи.

Поэтому с ростом уровня напряжений в массиве в процессе деформирования отдельных слоев происходит их активная нагрузка от вышележащей толщи, прогиб слоя с «уходом» от повышенной нагрузки, то есть разгрузка; затем прогиб нижележащих породных слоев, уменьшающий реакцию воздействия на отдельный породный слой, в связи с чем напряжения в нем опять возрастают и так далее.

Таким образом, слоистый породный массив с разными деформационными характеристиками слоев при возможности их проскальзывания друг относительно друга порождает в некоторых вариантах существенную нелинейность связи компонент напряжений с величиной гидростатического давления  $\gamma H$  пород даже в рамках упругой задачи.

*В-пятых*, в почве пласта в окрестности выемочного штрека и литой полосы качественное и количественное изменение поля приведенных напряжений достаточно стабильное с ростом глубины разработки (см. рис. 25.2). В целом в почве выемочного штрека уровень приведенных напряжений многократно меньше, чем в опорной зоне (см. рис. 25.3), однако и в ее окрестности стабильно проявляются две области. *Первая* – клинообразная область разгрузки, берущая начало со стороны литой полосы и при небольшой глубине практически смыкающаяся со серединой контура почвы штрека; с ростом глубины разработки расстояние от середины контура

почвы штрека до начала области разгрузки составляет  $(0,2...1,0)r_g$ . Вторая – область повышенного напряжения  $\sigma$ , располагающаяся в районе опор стоек рамной крепи и распространяющаяся на глубину  $(1,0...1,5)r_g$  со стороны литой полосы и на всю мощность породного слоя почвы (то есть до  $2,5r_g$ ) со стороны смежного выемочного участка. Под литой полосой почва также более интенсивно нагружена и эта область, как правило, сливается с областью повышенного  $\sigma$  под опорой стойки рамы. С увеличением глубины разработки происходит монотонное возрастание уровня действия приведенных напряжений по зависимости, близкой к линейной.

В итоге изучены основные особенности изменения НДС углевещающего породного массива с увеличением глубины разработки.

## 25.2. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ЛИТОЙ ПОЛОСЕ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ

При изменении глубины разработки НДС литой полосы с разгрузочной полостью характеризуется следующими особенностями.

Во-первых, существуют варианты №1 и №13 соотношения модулей деформации породных слоев углевещающей толщи, где наблюдается практически линейное увеличение поля приведенных напряжений  $\sigma$  с увеличением глубины разработки (рис. 25.4). При этом качественная картина поля напряжений в литой полосе остается неизменной – приведенные напряжения наибольшей интенсивности действуют в двух областях: в верхней части полосы на контакте с рамной крепью и в нижней части полосы на границе ее опорного и разгрузочного участков.

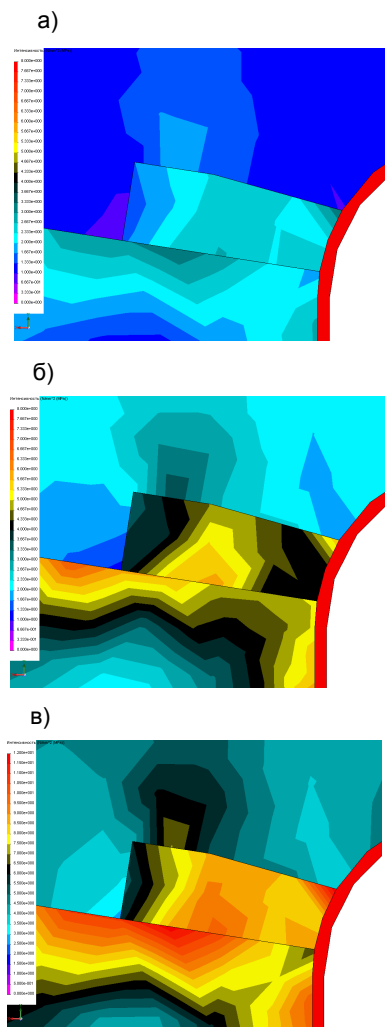
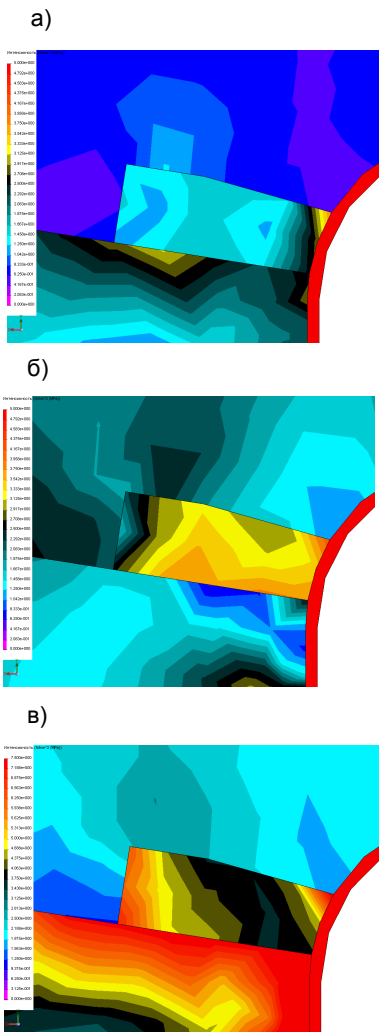


Рис. 25.4. Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  в литой полосе для варианта №1 с увеличением глубины разработки:  
а)  $H = 200$  м, б)  $H = 400$  м,  
в)  $H = 800$  м



В области обрушенных пород на границе с литой полосой качественная эпюра  $\sigma$  также стабильна с ростом  $H$ : в опорной части действует повышенное  $\sigma$ , в разгрузочной части – пониженное  $\sigma$  с минимумом на контакте с рамной крепью.



**Рис. 25.5.** Изменение приведенных напряжений  $\sigma$  в литой полосе для варианта №16 с увеличением глубины разработки:  
а)  $H = 200$  м, б)  $H = 400$  м,  
в)  $H = 800$  м

В породах почвы под литой полосой качественная картина поля напряжений также неизменна при увеличении глубины разработки: наибольшее  $\sigma$  возникает в области опорной части полосы и в породной берме в районе опоры стойки рамы.

В вариантах №12 и №18 также наблюдается достаточно стабильный процесс изменения НДС в литой полосе с ростом  $H$  со слабо выраженной нелинейностью функции  $\sigma(H)$ .

*Во-вторых*, имеет место ярко выраженная нелинейность изменения поля напряжений  $\sigma$  с ростом глубины разработки. В вариантах №15-№17 с увеличением  $H$  концентрация  $\sigma$  перемещается от опорной части литой полосы в ее податливую часть на контакте с рамной крепью (рис. 25.5).

В обрушенных породах непосредственной кровли на контакте с литой полосой приведенные напряжения выше в районе податливой части при  $H = 200$  м, а затем, при увеличении  $H$ , концентрация  $\sigma$  перемещается в опорную часть и, наоборот,  $\sigma$  снижается в районе разгрузочной части полосы с минимумом на контакте с рамой.

В породной берме с увеличением глубины разработки концентрация  $\sigma$  перемещается на контакт со стойкой рамы с образованием достаточно обширной области непосредственно у ее опоры.

Нелинейность функции  $\sigma(H)$  в литой полосе обусловлена более равномерным (по площади поперечного сечения) распределением поля напряжений  $\sigma$  при  $H = 400$  м и, соответственно, пониженной концентрацией напряжений в 1,3-1,6 раза по сравнению с линейной зависимостью.

Прямо противоположная закономерность нелинейного изменения  $\sigma$  с ростом  $H$  наблюдается для вариантов №11 и №14. Здесь при  $H = 200$  м концентрация  $\sigma$  располагается в верхней части литой полосы на контакте с рамной крепью, затем с увеличением  $H$  концентрация  $\sigma$  перемещается в опорную часть литой полосы. Всплеск концентрации  $\sigma$  происходит при  $H = 400$  м.

В породах бермы с увеличением  $H$  концентрация  $\sigma$  распространяется от ее верхней части на контакте с рамой на всю длину контакта со стойкой рамной крепи.

*В-третьих*, существует промежуточный вариант №19 между линейной связью  $\sigma$  и  $H$  и ярко выраженной нелинейной функцией  $\sigma(H)$ . При  $H \leq 400$  м концентрация  $\sigma$  располагается в опорной части литой полосы и возрастает с увеличением  $H$  более интенсивно, чем по линейной зависимости. При дальнейшем росте  $H$  интенсивность увеличения  $\sigma$  падает, что, очевидно, связано с перемещением концентрации  $\sigma$  из опорной части литой полосы в ее верхнюю область разгрузочной части на контакте с рамной крепью.

Таким образом, установлена неоднозначность закономерностей изменения НДС литой полосы и прилегающих к ней участков системы с ростом глубины разработки, что, на наш взгляд, связано с существенной неоднородностью механических характеристик как элементов системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» в целом, так и отдельных ее частей – слоистой углевлещающей толщи.

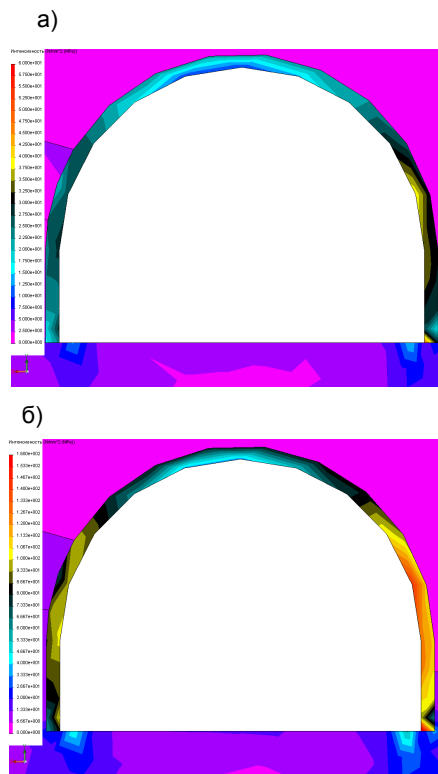
### 25.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В РАМНОЙ КРЕПИ

Увеличение глубины разработки изменяет НДС рамной крепи выемочного штрека по трем закономерностям в зависимости от соотношения модулей деформации породных слоев углевлещающей толщи.

*Первая закономерность* отражена в вариантах №12 и №13, №15, №18 и заключается в том, что связь приведенных напряжений в раме и глубины разработки близка к линейной. При этом качественная картина распределения поля напряжений  $\sigma$  не зависит от  $H$ , но в вариантах №13 и №15 эпюра  $\sigma$  более равномерна по контуру рамы и более симметрична относительно вертикальной оси выемочного штрека; а в вариантах №12 и №18 повышенная величина  $\sigma$  располагается в стойках рамы, причем со стороны смежного выемочного участка  $\sigma$  на 30-40% выше, чем со стороны выработанного пространства.

*Вторая закономерность* выявлена в вариантах №1, №11, №14, №16, отличия которой от предыдущей состоит в интенсивном росте  $\sigma$  до глубины разработки  $H = 400$  м, а при дальнейшем увеличении  $H$  возрастание  $\sigma$  резко замедляется, иногда (варианты №11 и №14) практически прекращается (рис. 25.6). Качественная эпюра распределения  $\sigma$  по контуру рамы достаточно стабильна в вариантах №1, №11 и №14, однако при  $H = 400$  м на-

блюдается интенсивная концентрация  $\sigma$  в стойках рамы преимущественно со стороны смежного выемочного участка. Также достаточно высокое напряжение  $\sigma$ , создающее значительный изгибающий момент, наблюдается в районе опор стоек рамы на высоте 0,1-0,3 м. В варианте №16 происходит



**Рис. 25.6.** Изменение приведенных напряжений  $\sigma$  в рамной крепи для варианта №1 с увеличением глубины разработки: а)  $H = 200$  м; б)  $H = 800$  м

возмущение  $\sigma$  на контакте с литой полосой при  $H = 200$  м; при дальнейшем увеличении  $H$  эпюра  $\sigma$  становится более равномерной, что связано, на наш взгляд, с перемещением области повышенного  $\sigma$  в стойку рамы со стороны смежного выемочного участка.

В указанных вариантах замедление роста  $\sigma$  при увеличении  $H$  свыше 400 м связано, по нашему мнению, с залеганием в основной кровле либо только породных слоев малой жесткости, либо чередованием жестких и податливых слоев. При этом их основной изгиб и нагружение рамы происходит на относительно малой глубине (до 400 м); дальнейшему изгибу породных слоев препятствует жесткая литая полоса, воспринимающая на себя основную нагрузку.

*Третья закономерность* установлена в вариантах №17 и №19, где наиболее значительный рост приведенных напряжений происходит при  $H > 400$  м. Это обусловлено, на наш взгляд, залеганием в основной кровле жестких породных слоев, которые начинают интенсивно изгибаться и нагружать рамную крепь уже при достаточно большой глубине разработки. Тем не менее, следует отметить более-менее

стабильную качественную эпюру  $\sigma$  при изменении глубины разработки и пониженное значение  $\sigma$  в рамной крепи по сравнению с другими вариантами.

Таким образом, установлена неоднозначность закономерностей изменения НДС элементов системы с ростом глубины разработки, что объясняется, на наш взгляд, существенной неоднородностью деформационных характеристик, как элементов системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» в целом, так и, в частности, слоистой углевмещающей толщи.

## 26. ВЛИЯНИЕ ПАРАМЕТРОВ ЗОНЫ ЗАПРЕДЕЛЬНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД ВОКРУГ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ НА ФОРМИРОВАНИЕ НАГРУЗКИ НА КРЕПЬ И ЛИТУЮ ПОЛОСУ

Общеизвестно [24, 29], что размеры зоны предельного равновесия и механические характеристики частично и полностью нарушенных пород этой зоны оказывают значительное влияние на эпюру нагрузки на крепь одиночной выработки и ее НДС. Логично предположить, что и в зоне влияния очистных работ породы области запредельного деформирования (стадия разупрочнения и «руинного» разрушения полной диаграммы деформирования породы) оказывают определенное влияние на НДС литой полосы, рамной крепи и системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» в целом. Поэтому представляется целесообразным проследить взаимосвязь НДС элементов системы с параметрами зоны нарушенных пород для создания более достоверной методики выбора рациональных параметров способа охраны выемочной выработки литой полосой с разгрузочной полостью.

Под параметрами зоны нарушенных пород в окрестности выемочного штрека понимается:

– *во-первых*, высота  $h^H = m_1^H + m_2^H + m_y$  зоны беспорядочного обрушения пород непосредственной кровли, которая для условий пологих пластов Донбасса колеблется, как правило, в пределах  $(3...6)m_y$ ;

– *во-вторых*, ширина  $L_1$  нарушенных пород и угольного пласта со стороны смежного выемочного участка, появление которой обусловлено сначала проведением выемочной выработки, затем воздействием опорного давления в результате ведения очистных работ, а также при необходимости разупрочнением краевой части угольного пласта, например, выбуриванием разгрузочных скважин, камуфлетным взрыванием зарядов ВВ и т.д.

– *в-третьих*, деформационные характеристики нарушенных и обрушенных пород, которые, как показали исследования [43, 55], изменяются по мощности пород зоны беспорядочного обрушения.

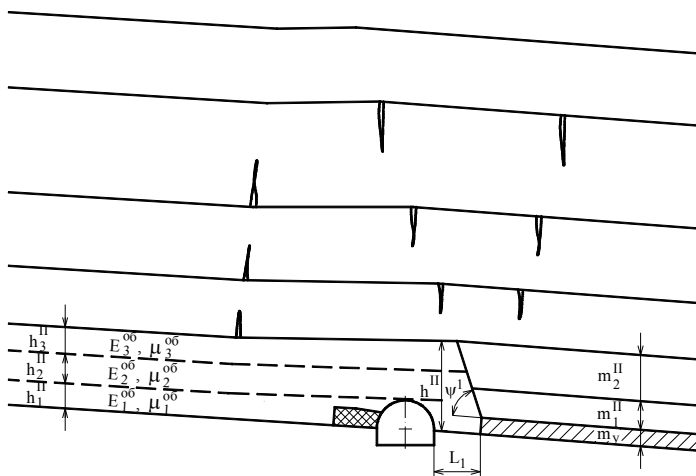
### 26.1. МЕТОДИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Структура проведения исследований в данном подразделе включает два этапа:

– *первый* – анализ влияния на НДС системы «породный массив-

выемочная выработка-литая полоса» высоты  $h^{II}$  зоны беспорядочного обрушения непосредственной кровли и ширины  $L_1$  области нарушенных пород и краевой части угольного пласта;

– *второй* – анализ влияния на НДС системы переменных по высоте зоны беспорядочного обрушения деформационных характеристик породы: модуля деформации  $E^{об}$  и коэффициента Пуассона  $\mu^{об}$  (рис. 26.1).



**Рис. 26.1.** Схема проведения исследований влияния параметров зоны запредельного деформирования пород в окрестности выемочной выработки

*Первый этап* включает в себя комплекс расчетов НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» при изменении следующих геомеханических параметров.

*Во-первых*, переменной является глубина разработки, которая рассчитывается для трех значений: 200 м, 400 м и 800 м.

*Во-вторых*, переменными приняты модули деформации породных слоев углевмещающей толщи. На предыдущих стадиях исследования системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» было выявлено существенное влияние соотношения модулей деформации породных слоев для наиболее «разнополюсных» вариантов №1, №11...№19 (см. табл. 24.1), которые и подвергнуты анализу в ходе выполнения расчетов НДС системы.

*В-третьих*, переменная высота пород зоны беспорядочного обрушения определена изменением мощности породных слоев непосредственной кровли. Среднее значение  $h^{II} = 5$  м было просчитано в предыдущем разделе.

ле. Поэтому исследования выполнены для ( $h^{II} = 3 m_y = 3,6$  м) и максимального ( $h^{II} = 6 m_y = 7,2$  м) значений высоты зоны беспорядочного обрушения.

*В-четвертых*, изменение ширины области нарушенных пород и краевой части угольного пласта со стороны смежного выемочного участка просчитано для двух вариантов, отражающих ее минимальное ( $L_1 = 1$  м) и максимальное ( $L_1 = 5$ ) значения в соответствии с исследованиями [84, 83, 107, 128] зоны опорного давления. Промежуточный вариант ( $L_1 = 2$ ) уже просчитан в предыдущем разделе.

Таким образом, на первом этапе исследований анализу подвергнуто 120 вариантов расчета НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».

Реализация второго этапа исследований осуществлена путем комплекса расчетов НДС системы при следующих переменных геомеханических параметрах.

*Во-первых*, просчитаны три варианта глубины разработки:  $H = 200$  м, 400 м и 800 м.

*Во-вторых*, анализу подвергнуты 20 наиболее «разнополюсных» вариантов соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи в соответствии с табл. 24.1: №№1, 11...19.

*В-третьих*, рассчитаны два варианта высоты зоны беспорядочного обрушения пород: минимальный  $h^I = 4,8$  м и максимальный  $h^{II} = 8,4$  м; средний вариант  $h^{II} = 6,2$  м уже просчитан.

*В-четвертых*, переменным параметром является ширина области нарушенных пород, для которой анализируются два крайних значения:  $L_1 = 1$  м и 5 м.

*В-пятых*, высота зоны беспорядочного обрушения пород разделена на три области одинаковой мощности (см. рис. 26.1), в которых, согласно [43, 55], идет постепенное уменьшение модуля деформации  $E^{об}$  разрушенных пород и снижение их коэффициента Пуассона  $\mu^{об}$ , начиная от почвы пласта (более мелкодробленые и уплотненные породы) до породных блоков основной кровли (более крупнодробленые породы). Значения деформационных характеристик трех областей пород зоны беспорядочного обрушения колеблются в пределах:  $E_i^{об} = 10...50$  МПа,  $\mu_i^{об} = 0,25...0,45$ .

В итоге по *второму этапу* исследований было выполнено 360 вариантов расчета НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса», анализ которого осуществлен в последующих подразделах.

## 26.2. ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРОВ ОБЛАСТИ НАРУШЕННЫХ ПОРОД НА НДС ВОКРУГ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Анализ изменения поля напряжений в системе «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» при вариации параметров  $h^H$  и  $L_1$  произведен последовательно для каждого основного элемента системы по компонентам напряжений  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma$ .

### 26.2.1. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ПОРОДНЫХ СЛОЯХ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕЙ ТОЛЩИ

Закономерности изменения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  от высоты зоны беспорядочного обрушения и ширины области нарушенных пород прослежены на примере варианта №11.

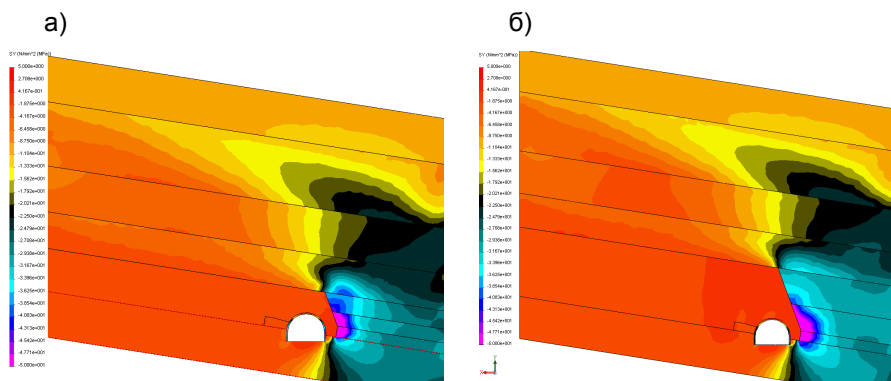


Рис. 26.2. Эпюры распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$

для варианта №11: а)  $h^H = 4,8$  м,  $L_1 = 1$  м; б)  $h^H = 8,4$  м,  $L_1 = 1$  м

Во-первых, с увеличением параметра  $h^H$  размеры зоны опорного давления сначала незначительно возрастают, а затем незначительно снижаются (рис. 26.2). Также достаточно стабильно месторасположение максимума  $\sigma_y$ , а сама его величина имеет параболическую закономерность изменения с ростом  $h^H$ : наибольшее значение  $(\sigma_y)_{max}$  приходится на усредненную величину

$h^{II}$  (при  $m_1^{II} = 2$  м и  $m_2^{II} = 3$  м); при  $m_1^{II} = 3,2$  м и  $m_2^{II} = 4$  м величина  $(\sigma_y)_{max}$  снижается на 28%.

*Во-вторых*, с увеличением параметра  $L_1$  до 5 м ширина зоны опорного давления увеличивается в 2-4 раза, причем наибольшие ее размеры достигаются при максимальной величине  $h^{II}$ . В то же время максимум  $\sigma_y$  относительно стабилен с небольшим (до 15,9%) снижением как раз при наибольших размерах зоны опорного давления.

Для варианта №12 наблюдаются аналогичные тенденции за исключением максимума  $\sigma_y$ , который постепенно возрастает с увеличением параметров  $h^{II}$  и  $L_1$ , достигая величины 113 МПа при их наибольших размерах ( $h^{II} = 8,4$  и  $L_1 = 5$  м). Указанная величина  $(\sigma_y)_{max}$  выше всего на 28,3% таковой при минимальных размерах зоны обрушенных и нарушенных пород ( $h^{II} = 4,8$  и  $L_1 = 1$  м).

Для варианта №15 влияние высоты зоны беспорядочного обрушения пород не превышает 10,8%, а более существенное влияние на величину  $(\sigma_y)_{max}$  оказывает ширина области нарушенных пород – до 31,5%.

Когда в непосредственной кровле и почве пласта залегают породные слои только повышенной жесткости (вариант №16) величина максимумов  $\sigma_y$ , расположенных в районе защемления первого слоя основной кровли (пониженной жесткости), оказывается выше, чем в других вариантах соотношения модулей деформации породных слоев углевмещающей толщи. Одновременно влияние параметров  $h^{II}$  и  $L_1$  еще более ослабевает и не превышает 13,1% для высоты зоны беспорядочного обрушения и 3,3% для ширины области нарушенных пород.

Таким образом, установлено относительно небольшое влияние размеров зоны обрушенных и нарушенных пород на величину вертикальных напряжений и более существенное влияние этих параметров на размеры области опорного давления.

Анализ поля распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$ , которые в основном определяют геометрические параметры зоны шарнирно-блокового движения, выявил следующие закономерности (рис. 26.3).

*Во-первых*, отмечено практически постоянство углов ( $\Psi$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ ) расположения максимумов  $\sigma_x$  по мощности надугольной толщи (см. рис. 24.3) вне зависимости от высоты зоны беспорядочного обрушения и ширины области нарушенных пород.

*Во-вторых*, отсутствует сколь-нибудь существенная связь параметров  $h^{II}$ ,  $L_1$  и размеров  $a_1$ ,  $c_1$  и  $d_1$  блоков первого породного слоя зоны шар-



нирно-блокового сдвижения.

*В-третьих*, отличается достаточным постоянством как качественная картина поля напряжений  $\sigma_x$ , так и величина их абсолютного максимума – отклонения  $(\sigma_x)_{max}$  для разных соотношений  $h^{II}$  и  $L_1$  не превышают 20,7%.

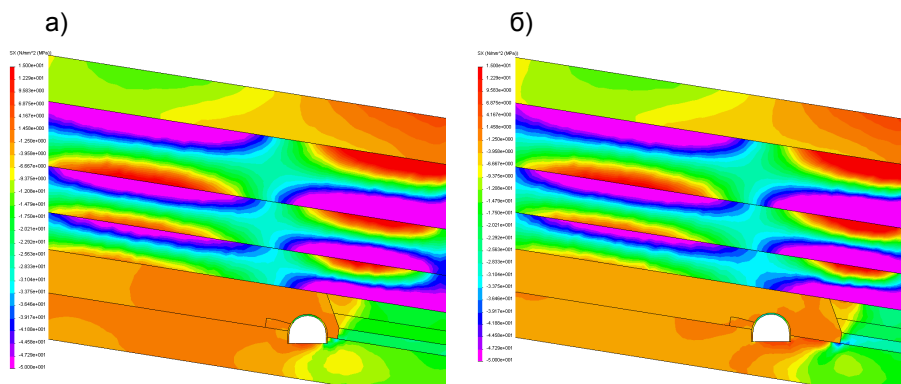


Рис. 26.3. Эпюры распределения горизонтальных напряжений  $\sigma_x$   
для варианта №15: а)  $h^{II} = 4,8$  м,  $L_1 = 1$  м; б)  $h^{II} = 4,8$  м,  $L_1 = 5$  м

Такие результаты, на наш взгляд, объясняются единым механизмом деформирования породных слоев надугольной толщи на границе с выработанным пространством, основной особенностью которого является плавный прогиб и последующее опускание породных слоев на весьма податливое основание из пород зоны беспорядочного обрушения и области нарушенных пород со стороны смежного выемочного участка. В этой связи большинство существующих геомеханических схем сдвижения надугольной толщи [51, 84, 106-108, 128, 129] не выделяют влияние параметров  $h^{II}$ ,  $L_1$  на этот процесс.

Породы зоны беспорядочного обрушения над выемочным штреком находятся в зоне разгрузки, уровень которой более высок при минимальной ширине нарушенных пород со стороны краевой части угольного пласта, что для примера отражено на эпюрах приведенных напряжений  $\sigma$  для варианта №16 (рис. 26.4). Очевидно, эффект максимальной разгрузки обусловлен минимальной шириной  $L_1$ , когда основной объем обрушенных пород над выемочным штреком находится под защитой породных консолей слоев непосредственной кровли, а пригрузка со стороны первого породного слоя основной кровли ввиду его небольшого прогиба (из-за малого пролета) непосредственно над выемочной выработкой не столь значительна. При увеличении ширины нарушенных пород в обрушенных породах в районе кровли

штрека возникают повышенные напряжения  $\sigma$ , достигающие при  $h^H = 4,8$  м и  $L_1 = 5$  м величины 3,7 МПа. Такое явление обусловлено, на наш взгляд, повышенным прогибом над штреком первого слоя основной кровли из-за увеличенной ширины  $L_1$ . Кроме того, чем меньше высота  $h^H$  обрушенных пород, тем ниже «рассеивание» напряжений от деформирующихся блоков основной кровли и выше нагрузка, передающаяся на рамную крепь выемочной выработки.

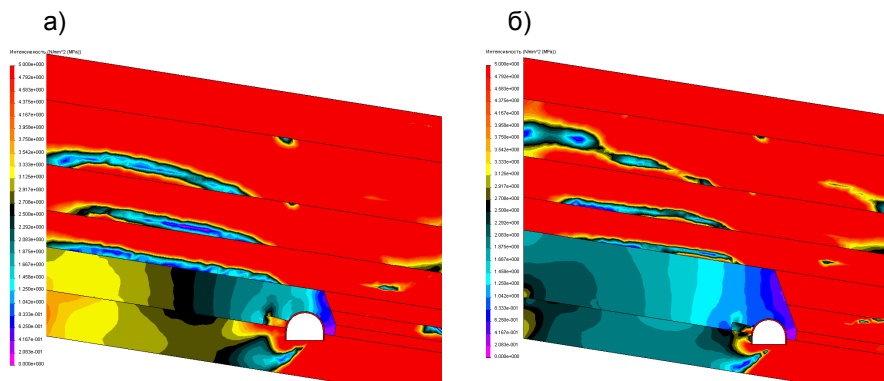


Рис. 26.4. Эпюры распределения приведенных напряжений  $\sigma$   
для варианта №16: а)  $h^H = 4,8$  м,  $L_1 = 1$  м; б)  $h^H = 8,4$  м,  $L_1 = 1$  м

В породах почвы выемочного штрека и породной бермы под литой полосой повышенная величина  $\sigma$  достигается при пониженной величине  $h^H$  и  $L_1$ . Наименее нагружены породы этой области, когда высота зоны беспорядочного обрушения и ширина области нарушенных пород имеют максимальное значение. Объясняется этот факт высокой податливостью обрушенных и нарушенных пород, что при значительном их объеме способствует более интенсивному перераспределению напряжений на более отдаленные от выемочной выработки и литой полосы участки почвы пласта.

Комплекс исследований особенностей влияния высоты зоны беспорядочного обрушения и ширины области нарушенных пород при переменной глубине разработки не выявил существенных изменений взаимосвязи НДС углевлещающей толщи с параметрами  $h^H$  и  $L_1$ .

### 26.2.2. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ЛИТОЙ ПОЛОСЕ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ

Литая полоса с разгрузочной полостью находится под воздействием сжимающих компонент напряжений, поэтому наиболее объективно оценивать НДС полосы по величине приведенных напряжений  $\sigma$ . Закономерности изменения  $\sigma$  при переменных параметрах  $h^{II}$  и  $L_1$  оцениваются неоднозначно.

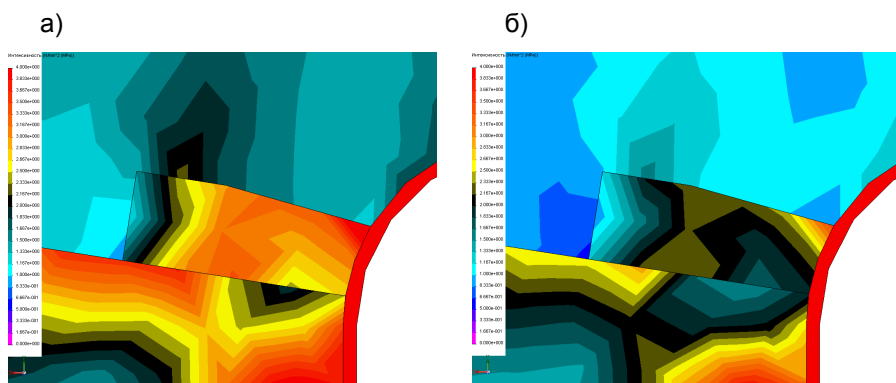


Рис. 26.5. Эпюры распределения приведенных напряжений  $\sigma$   
в литой полосе для варианта №11: а)  $h^{II} = 4,8$  м,  $L_1 = 1$  м;  
б)  $h^{II} = 8,4$  м,  $L_1 = 1$  м

Во-первых, при однородных (по деформационным характеристикам) слоях углевмещающей толщи, или при чередовании слоев разной жесткости (например, вариант №11, рис. 26.5) наблюдаются следующие тенденции. При малой ширине нарушенных пород со стороны смежного выемочного участка поле напряжений  $\sigma$  в литой полосе достаточно однородно без значительных концентраций напряжений. Некоторое повышение  $\sigma$  имеет место в области разгрузочной полости литой полосы на контакте с рамной крепью. Однако существенного изменения  $\sigma$  с ростом высоты зоны беспорядочного обрушения не наблюдается (на рис. 26.5, б шкала  $\sigma$  в три раза меньше, чем на рис. 26.5, а). Это может быть объяснено пониженной длиной пролета породных слоев основной кровли (между областью их заземления и литой полосой) при  $L_1 = 1$  м, что обуславливает малый их прогиб и, соответственно, невысокую нагрузку на литую полосу как при минимальной, так и максимальной высоте зоны беспорядочного обрушения. Возрастание параметра  $L_1$  приводит к некоторому увеличению  $\sigma$  при  $h^{II} = 4,8$  м, однако значительного роста напряжений не наблюдается из-за минимальной высоты

зоны беспорядочного обрушения, обладающей пониженной податливостью и ограничивающей прогиб породных слоев основной кровли над литой полосой. Более существенный рост  $\sigma$  происходит, когда параметры  $h^{II}$  и  $L_1$  имеют максимальные значения, что обусловлено одновременным действием двух факторов: обширная податливая область обрушенных и нарушенных пород и повышенный прогиб породных слоев основной кровли.

*Во-вторых*, при залегании в непосредственной кровле и почве только породных слоев повышенной жесткости, а в основной кровле – пониженной жесткости (вариант №16) наблюдается весьма существенное влияние ширины области нарушенных пород: при наибольших значениях  $h^{II}$  и, особенно,  $L_1$  величина максимума  $\sigma$  в 2-3 раза превышает таковую для других вариантов. Это обусловлено, на наш взгляд, повышенной деформационной способностью породных слоев основной кровли, которые при большой величине  $L_1$  интенсивно прогибаются над литой полосой и нагружают ее.

*В-третьих*, при залегании в непосредственной кровле и почве исключительно пониженной жесткости породных слоев, а в основной кровле – жестких слоев (вариант № 15) имеет место достаточная стабильность как эпюры распределения приведенных напряжений, так и их максимума. Отсутствие сколь-нибудь существенного влияния параметров  $h^{II}$  и  $L_1$  на НДС литой полосы объясняется повышенной жесткостью слоев основной кровли, что снижает интенсивность передачи нагрузок на литую полосу при увеличении высоты зоны беспорядочного обрушения и ширины области нарушенных пород.

*В-четвертых*, выявлена практически линейная зависимость от глубины разработки колебаний НДС литой полосы, связанных с изменением параметров  $h^{II}$  и  $L_1$ .

Таким образом, установлено взаимовлияние на НДС литой полосы параметров  $h^{II}$  и  $L_1$  и структуры углевмещающей толщи по фактору деформационных характеристик слагающих породных слоев.

### 26.2.3. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В РАМНОЙ КРЕПИ

При анализе закономерностей связи поля распределения приведенных напряжений в рамной крепи выемочной выработки с высотой зоны беспорядочного обрушения пород непосредственной кровли и шириной нарушенных пород со стороны смежного выемочного участка выявлены следующие особенности.

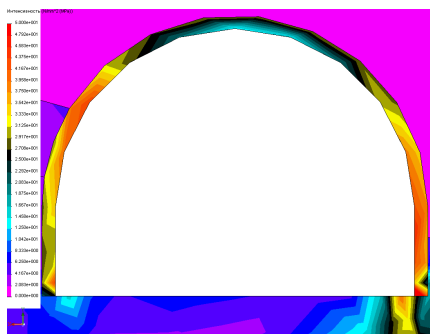
*Во-первых*, параметры  $h^{II}$  и  $L_1$  практически не влияют на качественную эпюру распределения  $\sigma$  по контуру рамы:

– наиболее нагружены стойки рамы, где максимум изгибающего момента

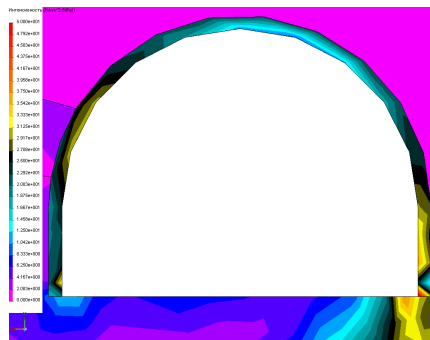
возникает как со стороны выработанного пространства, так и со стороны смежного выемочного участка в зависимости от соотношения деформационных характеристик породных слоев углевещающей толщи;

– локальная концентрация  $\sigma$  стабильно располагается в районе опор стоек на высоте 0,1-0,3 м, которая способствует изгибу этой части стоек в полость выработки;

а)



б)



**Рис. 26.6.** Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  в раме крепи для варианта №15: а)  $h^{II} = 4,8$  м,  $L_1 = 1$  м; б)  $h^{II} = 8,4$  м,  $L_1 = 1$  м

– свод рамы характеризуется пониженным значением  $\sigma$ , а изгибающий момент относительно невелик и стремится деформировать верхнюю раму в сторону пород непосредственной кровли.

*Во-вторых*, стабильно присутствует такая особенность как некоторое снижение (до 25%) максимумов  $\sigma$  при увеличении высоты зоны беспорядочного обрушения пород. Эта тенденция одинаково проявляется в диаметрально противоположных варианте №15 (непосредственная кровля и почва малой жесткости; основная кровля – высокой жесткости) и варианте №16 (низкая жесткость основной кровли и высокая жесткость непосредственной кровли и почвы), а также не зависит от ширины нарушенных пород (рис. 26.6).

Установленный факт некоторого снижения максимумов  $\sigma$  при увеличении  $h^{II}$  можно объяснить так. Обрушенные породы непосредственной кровли обладают высокой деформативностью и повышенной подвижностью [43, 55], что способствует некоторому перераспределению нагрузок со стороны опускающихся породных слоев основной кровли.

При увеличении высоты пород зоны беспорядочного обрушения растет ее суммарная податливость и возрастает способность к перераспределению нагрузок на близлежащие элементы системы: жесткую литую ленту и ненарушенные породы со стороны смежного выемочного участка.

*В-третьих*, выявлено достаточно существенное влияние на максимумы  $\sigma$  ширины нарушенных пород со стороны смежного выемочного участка. Эта закономерность обосновывается, на наш взгляд, повышенным пролетом

(при увеличении  $L_1$ ) породного блока первого породного слоя основной кровли, что способствует увеличению его изгиба над выемочным штреком и более высокому нагружению рамной крепи.

*В-четвертых*, отмеченные выше особенности поля приведенных напряжений в рамной крепи проявляются при любой глубине разработки и имеют связь с параметром  $H$ , близкую к линейной.

### 26.3. ВЛИЯНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ ЗОНЫ ЗАПРЕДЕЛЬНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД НА НДС СИСТЕМЫ

На втором этапе исследований оценено, прежде всего влияние переменных деформационных характеристик  $E_i^{об}$  и  $\mu_i^{об}$  ( $i=1,2,3$ ) области беспорядочного обрушения на размеры породных блоков в зоне шарнирно-блокового сдвижения, которые определяются параметрами  $\Psi$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ ,  $a_1$ ,  $c_1$  и  $d_1$  (см. рис. 24.3). При анализе обширного числа расчетов (см. § 26.1) было установлено изменение  $E_i^{об}$  и  $\mu_i^{об}$  в указанных наиболее реальных интервалах колебания значений величины параметров  $\Psi$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ ,  $a_1$ ,  $c_1$  и  $d_1$ , изменяются практически по одинаковым закономерностям, как и на ранее выполненных этапах; то есть, не наблюдается существенного влияния переменных модуля деформации и коэффициента Пуассона в зоне беспорядочного обрушения пород.

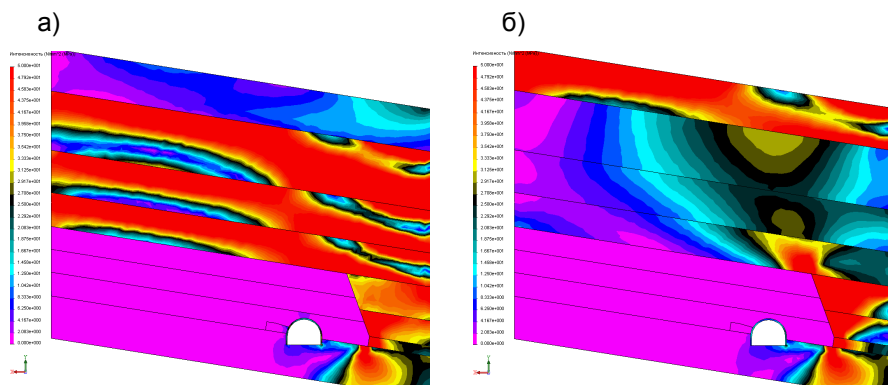


Рис. 26.7. Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  при переменных деформационных характеристиках  $E_i^{об}$  и  $\mu_i^{об}$  для вариантов: а) №15; б) №16

Для примера на рис. 26.7 приведены эпюры приведенных напряжений в диаметрально противоположных вариантах №15 и №16 на глубине  $H = 400$  м,  $h^H = 8,4$  м,  $L_1 = 5$  м при деформационных параметрах пород зоны беспорядочного обрушения  $E_i^{об} = 50$  МПа,  $\mu_i^{об} = 0,45$ ,  $E_2^{об} = 35$  МПа,  $\mu_2^{об} = 0,35$  и  $E_3^{об} = 20$  МПа,  $\mu_3^{об} = 0,25$ . Эпюры  $\sigma$  в зоне шарнирно-блокового сдвига пород практически ничем не отличаются от таковых при постоянном  $E_i^{об}$  и  $\mu_i^{об}$ .

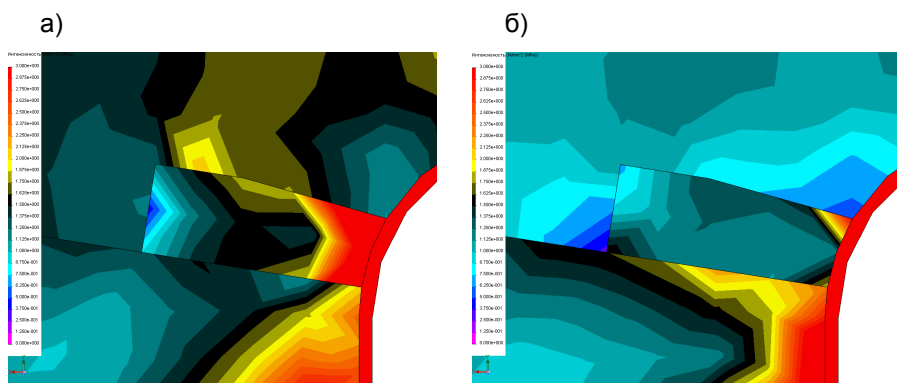


Рис. 26.8. Эпюры приведенных напряжений  $\sigma$  при переменных деформационных характеристиках  $E_i^{об}$  и  $\mu_i^{об}$  для вариантов: а) №15; б) №16

Иная картина имеет место при исследовании НДС литой полосы и рамной крепи в зависимости от переменных  $E_i^{об}$  и  $\mu_i^{об}$ .

В литой полосе наблюдается практически линейная связь максимальных приведенных напряжений  $\sigma_{max}$  с модулем деформации пород зоны беспорядочного обрушения. Не только  $\sigma_{max}$ , но и вся эпюра приведенных напряжений в значительной степени зависит от модуля деформации, что наглядно иллюстрируется на рис. 26.8 в свете сравнения с аналогичными эпюрами  $\sigma$  при постоянном максимальном значении  $E_i^{об} = 50$  МПа. Здесь следует отметить вполне объяснимую зависимость степени влияния деформационных характеристик пород зоны беспорядочного обрушения от высоты  $h^H$  этой зоны: при малой высоте  $h^H$  влияние  $E_i^{об}$  и  $\mu_i^{об}$  снижается, при повышенной высоте зоны влияние увеличивается.





## 27. КОРРЕЛЯЦИОННАЯ СВЯЗЬ НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ- ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА» С ЕЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ

На основе закономерностей, установленных в предыдущих исследованиях по оценке степени связи НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» с основными геомеханическими параметрами, выполнен их корреляционно-дисперсионный анализ известными методами [130-131]. В итоге получены следующие результаты.

Параметры зоны шарнирно-блокового сдвижения (см. рис. 24.3):

– угол сдвижения постоянен при различных соотношениях геомеханических параметров системы и равен  $\Psi = 74^\circ$ ;

– угол расположения трещин в системе породных блоков группы А не зависит от глубины разработки и определяется по формуле

$$\Psi_1 = 90^\circ + (0,36E_1^I + 0,31E_2^I + 0,23E_3^I + 0,10E_4^I - 0,34E_1^{II} - 0,66E_2^{II}) \cdot 8,6 \cdot 10^{-4}, \text{ град.}; \quad (27.1)$$

– угол расположения трещин в системе породных блоков группы Б постоянен при различных соотношениях геомеханических параметров и равен  $\Psi_2 = 101^\circ$ ;

– относительная длина нижнего породного блока группы А

$$\frac{a_1}{m_y} = 12,6 + 0,75 \cdot 10^{-4} \cdot (E_2^I + E_3^I - E_1^I); \quad (27.2)$$

– относительная длина нижней породной консоли породных блоков группы Б

$$\frac{C_1}{m_y} = 4,5; \quad (27.3)$$

– относительная длина нежесткого защемления нижнего породного блока группы Б

$$\frac{d_1}{m_y} = 1,5 + \left[ 1,1E_1^I + 0,82E_2^I + 0,68E_3^I - 1,01E_1^{II} - 1,58E_2^{II} + 0,39(1,5E_1^{II} + 1,5E_2^{II} - E_1^I - E_2^I - E_3^I) \sqrt{\frac{H}{200}} \right] \cdot 10^{-4}. \quad (27.4)$$

Максимальные приведенные напряжения  $\sigma_{max}$  в литой полосе

$$\begin{aligned} \sigma_{max} = & \left[ 0,92 + 1,4 \cdot 10^{-5} \left( E_2^I + 0,7E_3^I - 1,2E_1^I - 0,3E_2^{II} - 0,1E_1^{II} \right) + \right. \\ & \left. + 0,12 \sqrt{h^{II} \cdot L_1} \frac{E_1^{II} + E_2^{II}}{E_1^I + E_2^I} \right] \frac{H}{100} + \left( 1 - 3 \sqrt{\frac{E_1^I}{E_2^{II}}} \right) \times \\ & \times \left[ 2,3 \left( \frac{H}{400} - 1 \right)^{1,5} - 1,4 \right] \left( 0,6E_1^{ob} + 0,5E_2^{ob} + 0,3E_3^{ob} \right) \frac{0,053}{\sqrt{h^{II}}}, \text{ МПа.} \quad (27.5) \end{aligned}$$

Максимальные приведенные напряжения в рамной крепи

$$\begin{aligned} \sigma_{max} = & \left\{ \left[ 27,05 - \left( 3,47E_1^I + 0,14E_2^I + 0,58E_3^I + 1,3E_4^I + \right. \right. \right. \\ & \left. \left. + 1,73E_1^{II} + 3,18E_2^{II} \right) \cdot 10^{-4} \right] \frac{H}{100} \left. \right\} \frac{0,16}{h^{II}} \times \\ & \times \left( 0,1E_1^{ob} + 0,3E_2^{ob} + 0,7E_3^{ob} \right), \text{ МПа.} \quad (27.6) \end{aligned}$$

Во всех выражениях глубина разработки подставляется в метрах, а модули деформации – в МПа.

Приведенные формулы являются основой для дальнейшего выбора рациональных параметров литой полосы и рамной крепи выемочного штрека.

Таким образом, на основе анализа выявленных закономерностей получены уравнения регрессии для расчета основных параметров системы:

– в зоне шарнирно-блокового сдвигения определены все геометрические параметры обеих групп блоков;

– в литой полосе и рамной крепи определены максимальные приведенные напряжения  $\sigma_{max}$ , по которым производится их дальнейший прочностной расчет.

## 28. АНАЛИЗ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ВЛИЯНИЯ НА НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ ПАРАМЕТРОВ ЛИТОЙ ПОЛОСЫ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ

### 28.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Задача анализа выполненных исследований заключается в установлении закономерностей влияния параметров литой полосы на НДС тех элементов системы, которые непосредственно определяют устойчивость выемочной выработки: литая полоса с разгрузочной полостью, породная берма, почва выработки и рамная крепь. Это не означает, что другие более отдаленные элементы системы «породный массив-выемочный штрек-литая полоса» не подвержены влиянию регулируемых параметров литой полосы – изменение их НДС проявляется и оказывает воздействие на НДС близлежащих элементов и в неявном виде участвует в проявлениях горного давления вокруг выемочной выработки.

К числу регулируемых параметров литой полосы с разгрузочной полостью относятся:

- ширина  $l_1$  литой полосы;
- ширина  $l_2$  разгрузочной полости в литой полосе;
- высота  $\delta$  разгрузочной полости в литой полосе;
- предел прочности на сжатие  $\sigma_{сж}^{\Pi}$  материала литой полосы.

Прочностная характеристика  $\sigma_{сж}^{\Pi}$  материала литой полосы будет использована при дальнейшей оптимизации параметров системы. На данном этапе исследований необходимо установить закономерности связи НДС элементов системы с параметрами  $l_1$ ,  $l_2$  и  $\delta$ , которые послужат основой для разработки аналитических моделей выбора рациональных параметров способа охраны выемочной выработки литой полосой с разгрузочной полостью.

Для получения уравнений регрессии компонент напряжений элементов системы необходимо при моделировании провести определенное количество расчетов не только с разными значениями  $l_1$ ,  $l_2$  и  $\delta$ , но и с переменными величинами геомеханических параметров. В этой ситуации количество варьируемых параметров достигает 16, что делает исследованием чрезвычайно громоздкими. Поэтому была обоснована менее громоздкая методика исследований, сущность которой заключается в следующем.

*Во-первых*, закономерности влияния структуры и деформационных характеристик углевмещающей толщи при разной глубине разработки на НДС элементов системы были установлены на предыдущих этапах исследований. В рамках этих закономерностей необходимо провести дополнительные

исследования по изучению их изменения под воздействием регулируемых геометрических параметров ( $l_1$ ,  $l_2$  и  $\delta$ ) литой полосы с разгрузочной полостью. Поэтому, с одной стороны, закономерности влияния геомеханических факторов и параметров литой полосы следует исследовать совместно, то есть просчитать варианты системы при одновременном изменении общих групп параметров. С другой стороны, получив закономерности влияния геомеханических факторов, нет необходимости перебора всех 30 вариантов соотношения деформационных характеристик слоев углевмещающей толщи (см. табл. 24.1) при разной глубине разработки  $H$ . Вполне достаточно просчитать десять наиболее «разнополюсных» вариантов (№№1, 11...19 по табл. 24.1) при максимальной глубине разработки для диапазона изменения параметров  $l_1$ ,  $l_2$  и  $\delta$ . При этом будет существенно сокращен объем вычислений при соблюдении условия совместного исследования влияния геомеханических параметров системы и параметров литой полосы.

*Во-вторых*, на предыдущих этапах исследований были установлены закономерности влияния высоты  $h^{II}$  и деформационных характеристик  $E_i^{об}$  зоны беспорядочного обрушения, а также ширины  $L_1$  зоны нарушенных пород со стороны смежного выемочного участка. Дополнительные расчеты НДС системы при крайних значениях диапазона изменения параметров литой полосы показали стабильность закономерностей изменения НДС элементов системы. Поэтому принято решение об усреднении параметров  $h^{II} = 4,5$  м,  $L_1 = 2$  м,  $E_1^{об} = 50$  МПа,  $E_2^{об} = 35$  МПа,  $E_3^{об} = 20$  МПа при исследовании влияния параметров литой полосы.

*В-третьих*, следует обосновать диапазоны изменения геометрических параметров литой полосы с разгрузочной полостью исходя, в первую очередь, из геомеханических соображений, технологических возможностей и экономической целесообразности данного способа охраны выемочных работок.

Литая полоса обычно сооружается шириной  $L_1$  не менее 1 м для выполнения надлежащей функции опоры для зависящих консолей из породных слоев основной кровли. С другой стороны, существующие конструктивно-технологические схемы охраны литыми полосами не предполагают ее возведение шириной более 2,5-3 м, что связано не только с существенными технологическими трудностями, но и с повышенными материальными затратами. Поэтому исследования целесообразно проводить в диапазоне  $1 \text{ м} \leq l_1 \leq 3,0 \text{ м}$ .

Разгрузочная полость шириной  $l_2$  составляет часть ширины  $l_1$  всей литой полосы и в процессе исследований удобнее рассматривать их отношение  $0 < \frac{l_2}{l_1} < 1$ , не допускающее появление вариантов, когда  $l_2 > l_1$  если бы

это был их перебор в абсолютных величинах. Предлагаемая конструкция литой полосы не имеет аналогов и поэтому здесь необходимо руководствоваться геомеханическими соображениями в части механизма сдвижения надугольной толщи. С одной стороны, ширина  $l_2$  разгрузочной полости должна быть достаточной для выполнения своих функций и предварительные расчеты НДС системы показывают, что эффект разгрузки наиболее эффективно проявляется при  $\frac{l_2}{l_1} \geq 0,4$ . С другой стороны, ширина  $l_2$  разгрузочной

полости не должна приближаться к ширине  $l_1$  литой полосы, так как в ней должен реализоваться опорный (жесткий) участок, воспринимающий основную часть опорного давления со стороны основной кровли. Предварительные расчеты показывают, что приведенные напряжения  $\sigma_{max}^{\text{II}}$  в литой поло-

се начинают резко возрастать при  $\frac{l_2}{l_1} \geq 0,6$ , что приводит к разрушению

опорной части полосы и не выполнению ее основной функции. По вышеприведенным соображениям нами принят такой интервал исследований

$$0,4 \leq \frac{l_2}{l_1} \leq 0,6.$$

При выборе диапазона изменения высоты  $\delta$  разгрузочной полости мы руководствовались следующими геомеханическими соображениями, основанными на предварительных расчетах НДС системы. При  $\delta < 0,1$  м эффект разгрузки (рамной крепи, породной бермы и почвы выработки) существенно падает и разгрузочная полость литой полосы не выполняет своей функции. При  $\delta > 0,3$  м интенсивность дальнейшего снижения  $\sigma_{max}$  в указанных элементах системы резко падает независимо от ширины разгрузочной полости. Поэтому наиболее целесообразный интервал исследований по параметру составляет  $0,1 \text{ м} \leq \delta \leq 0,3 \text{ м}$ .

В итоге было составлено 36 вариантов соотношения геометрических параметров  $l_2$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$  литой полосы, которые сведены в табл. 28.1.

С учетом ранее упомянутых десяти сочетаний деформационных характеристик породных слоев углевмещающей толщи (см. табл. 24.1) был проведен расчет вариантов НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».

*В-четвертых*, главными исследуемыми параметрами являются максимумы приведенных напряжений в литой полосе  $\sigma_{max}^{\text{II}}$ , породной берме  $\sigma_{max}^{\text{II}}$  под литой полосой и рамной крепи  $\sigma_{max}^{\text{P}}$ , которые в последующем войдут в критерии оптимизации параметров литой полосы с разгрузочной полостью. Поэтому задачей данных исследований является установление закономерностей

связи перечисленных максимумов напряжений с геомеханическими параметрами эксплуатации выемочной выработки и параметрами литой полосы.

Таблица 28.1

**ВАРИАНТЫ РАСЧЕТА НДС СИСТЕМЫ  
«ПОРОДНЫЙ МАССИВ-ВЫЕМОЧНЫЙ ШТРЕК-ЛИТАЯ ПОЛОСА»**

$l_1$	1			1,5			2			2,5			
$\frac{l_2}{l_1}$	0,4	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6	
$\delta$ , м	0,1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	0,2	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	0,3	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36

**28.2. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ НДС  
ЛИТОЙ ПОЛОСЫ ПРИ РЕГУЛИРОВАНИИ  
ПАРАМЕТРОВ РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТИ**

На базе результатов расчетов НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» по вариантам табл. 28.1 был проведен анализ влияния параметров  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$  на максимум  $\sigma_{max}^{\Pi}$  приведенных напряжений в литой полосе. Общие закономерности независимо от геомеханических факторов имеют следующие тенденции. С увеличением ширины  $l_1$  литой полосы величина  $\sigma_{max}^{\Pi}$  снижается с уменьшением градиента изменения по мере роста  $l_1$ . Так, если при увеличении  $l_1$  с 1 м до 2 м  $\sigma_{max}^{\Pi}$  уменьшается на 21-28%, то при дальнейшем росте  $l_1$  от 2 м до 2,5 м величина  $\sigma_{max}^{\Pi}$  уменьшается на 9,7-13%. Это объясняется неравномерностью поля  $\sigma^{\Pi}$  в опорной зоне литой полосы, с увеличением ширины которой зоны концентрации  $\sigma^{\Pi}$  остаются, хотя и пониженной величины. Это вызвано неравномерностью нагрузки на опорную часть литой полосы со стороны надугольной толщи и при увеличении ее ширины появляется все более обширные недогруженные зоны. Поэтому имеется определенный эффективный интервал снижения  $\sigma_{max}^{\Pi}$  за счет увеличения  $l_1$ , который не превышает 2-2,5 м. Этот факт указывает на существенную погрешность существующих методов расчета, где ширина литой полосы определяется исходя из предположений о ее равномерном нагружении.

Влияние относительной ширины  $\frac{l_2}{l_1}$  разгрузочной полости сказывается таким образом, что с увеличением  $\frac{l_2}{l_1}$  максимум  $\sigma_{max}^{\Pi}$  в опорной части литой полосы увеличивается. Например, при увеличении  $\frac{l_2}{l_1}$  с 0,4 до 0,6 происходит рост максимума  $\sigma_{max}^{\Pi}$  опорной части полосы на 29-38%. Такая закономерность вполне объяснима, поскольку рост  $\frac{l_2}{l_1}$  приводит к увеличению разгруженной области в литой полосе и уменьшению ее опорной части. При этом часть нагрузки передается на опорную зону полосы, что приводит к возрастанию максимума  $\sigma_{max}^{\Pi}$ . Нелинейность функции  $\sigma_{max}^{\Pi} \left( \frac{l_2}{l_1} \right)$  обусловлена неравномерностью нагружения литой полосы в целом и ее опорной зоны в частности, а также некоторым перемещением максимума  $\sigma_{max}^{\Pi}$  в пределах опорной области полосы.

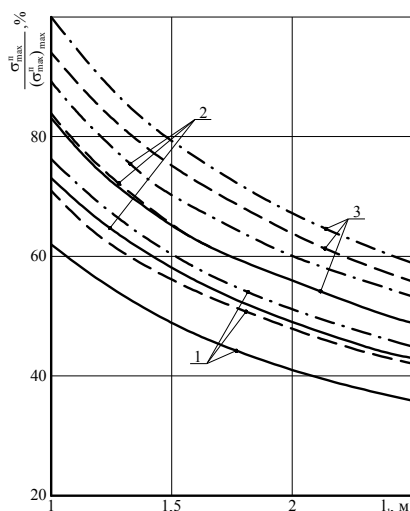
Механизм влияния высоты  $\delta$  разгрузочной полости аналогичен параметру  $\frac{l_2}{l_1}$ . С увеличением  $\delta$  от 0,1 м до 0,3 м максимум  $\sigma_{max}^{\Pi}$  в опорной части литой полосы возрастает на 17-27%. Пониженная степень влияния  $\delta$  по сравнению с  $\frac{l_2}{l_1}$  объясняется более интенсивной разгрузкой полосы непосредственно у рамы крепи выработки, а на границе зоны разгрузки и опорной части полосы процесс снижения  $\sigma$  не столь существенен, что замедляет интенсивность роста  $\sigma_{max}^{\Pi}$  в опорной части литой полосы при увеличении  $\delta$ .

Для большей наглядности влияния геометрических параметров литой полосы на ее напряженное состояние на рис. 28.1 приведено семейство зависимостей  $\sigma_{max}^{\Pi}$  от параметров  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$ . Причем, как было отмечено ранее, при разном сочетании геомеханических факторов наблюдается стабильность закономерностей влияния параметров  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$ . Поэтому для наибольшей информативности графической иллюстрации проанализировано отношение  $\frac{\sigma_{max}^{\Pi}}{(\sigma_{max}^{\Pi})_{max}}$  максимума  $\sigma_{max}^{\Pi}$  приведенных напряжений при те-

кущем сочетании параметров  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$  к максимуму  $(\sigma_{max}^{\Pi})_{max}$ , имеющего

наивысшую величину при граничном сочетании параметров:  $l_1 = 1$  м,  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ,

$\delta = 0,3$  м. Из графиков видно, что за счет регулирования геометрических параметров литой полосы (в пределах исследуемых интервалов) можно изменить максимум приведенных напряжений до 2,8 раз, а за счет только геометрии разгрузочной полости – до 61%.



**Рис. 28.1. Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{\Pi}}{(\sigma_{max}^{\Pi})_{max}}$  приведенных напряжений в литой полосе от ее геометрических параметров:**  
 1 –  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ; 2 –  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$ ;  
 3 –  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ; —  $\delta = 0,1$  м;  
 - - -  $\delta = 0,2$  м; - · - ·  $\delta = 0,3$  м

Далее проанализированы абсолютные значения  $\sigma_{max}^{\Pi}$  на предмет их связи с геомеханическими параметрами способа охраны выемочной выработки. На наш взгляд, наиболее информативными будут зависимости роста  $\sigma_{max}^{\Pi}$  по мере увеличения глубины разработки  $H$  для некоторых «разнополюсных» вариантов соотношения деформационных характеристик породных слоев углевмещающей толщи (см. табл. 24.1). На графиках рис. 28.2 взято усредненное значение высоты зоны беспорядочного обрушения ( $h = 4,5$  м), ширины области нарушенных пород ( $L_1 = 2$  м) со стороны смежного выемочного участка и параметров литой полосы:  $l_1 = 1,5$  м,  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$ ,  $\delta = 0,2$  м. Четко прослеживается влияние отношения жесткости близлежащих породных слоев основной и непосредственной кровли, которое усиливается с глубиной разработки.



Линейная функция  $\sigma_{max}^{\Pi}(H)$  при однородном слоистом массиве (варианты №1 и №19, табл. 24.1) видоизменяется в нелинейную со снижением интенсивности роста при более жесткой основной кровле (варианты №11 и №15) и увеличением интенсивности роста при более жесткой непосредственной кровле (варианты №12 и №16). Эти закономерности подробно описаны и объяснены в предыдущих разделах, что указывает на существенное влияние и необходимость учета соотношения деформационных характеристик породных слоев углевмещающей толщи.

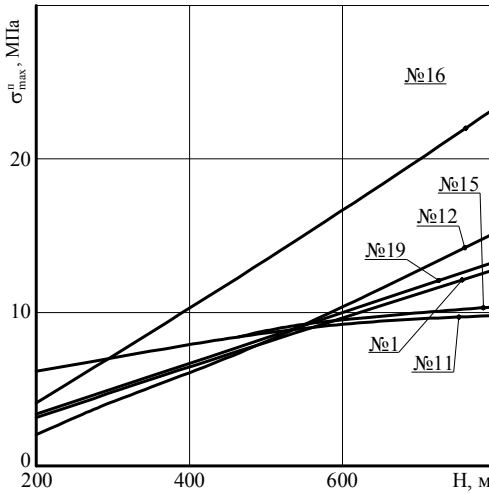


Рис. 28.2. Закономерности изменения максимума приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{\Pi}$  в литой полосе по вариантам соотношения деформационных характеристик слоев углевмещающей толщи (см. табл. 24.1)

В итоге на основе корреляционно-дисперсионного анализа результатов [130-132] расчетов НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» по семейству вариантов табл. 24.1 и табл. 28.1 получено уравнение регрессии для расчета максимума  $\sigma_{max}^{\Pi}$  приведенных напряжений в литой полосе с разгрузочной полостью.

$$\begin{aligned} \sigma_{max}^n = & \left[ 3,0 + 0,46 \cdot 10^{-4} (E_2^I + 0,7E_3^I - 1,2E_1^I - 0,3E_2^{II} - 0,1E_1^{II}) + \right. \\ & + 0,12 \sqrt{h^{II} \cdot L_1 \frac{E_1^{II} + E_2^{II}}{E_1^I + E_2^I}} \left. \right] \frac{H}{100} + \frac{0,17}{\sqrt{h^{II}}} \left( 1 - 3 \sqrt{\frac{E_1^I}{E_2^{II}}} \right) \times \\ & \times \left( 0,6E_1^{0\delta} + 0,5E_2^{0\delta} + 0,3E_3^{0\delta} \right) \left[ 2,3 \left( \frac{H}{400} - 1 \right)^{1,5} - 1,4 \right] \left\{ \frac{l_2^{0,72}}{l_1^{1,29}} \delta^{0,18} \right\}. \quad (28.1) \end{aligned}$$

Уравнение (28.1) будет использовано при дальнейшей оптимизации параметров литой полосы и ее прочностного расчета.

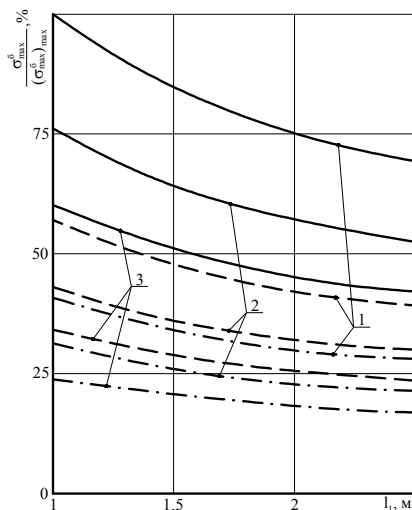
### 28.3. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ НДС ПОРОДНОЙ БЕРМЫ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Опыт эксплуатации выемочных выработок при безцеликовой технологии отработки угольных пластов однозначно утверждает, что устойчивость породной бермы под охранной конструкцией оказывает значительное влияние на устойчивость выработки в целом. В этой связи необходимо проанализировать закономерности изменения максимумов приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{\delta}$  в породной берме при регулировании параметров литой полосы с разгрузочной полостью. В первую очередь проанализированы закономерности

влияния параметров  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$  на относительный максимум  $\frac{\sigma_{max}^{\delta}}{(\sigma_{max})_{max}}$  при-

веденных напряжений в породной берме. Величина абсолютного максимума  $(\sigma_{max})_{max}$  в исследуемом диапазоне соответствует таким параметрам литой

полосы:  $l_1 = 1$  м,  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ,  $\delta = 0,1$  м.

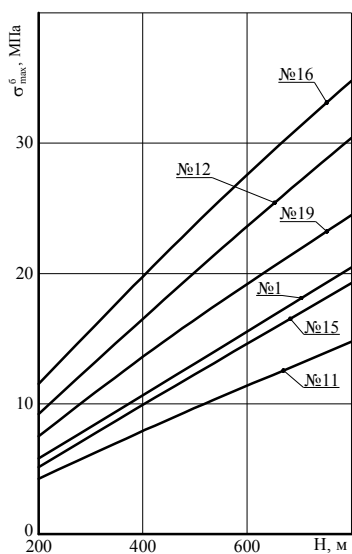


**Рис. 28.3. Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{\delta}}{(\sigma_{max})_{max}}$  приведенных напряжений в породной берме от геометрических параметров литой полосы: 1 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ; 2 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$ ; 3 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ; —  $\delta = 0,1$  м; - - -  $\delta = 0,2$  м; · · ·  $\delta = 0,3$  м**

Влияние ширины  $l_1$  литой полосы имеет нелинейный характер (рис. 28.3), что указывает на неравномерность силового взаимодействия по поверхно-

сти контакта полосы и бермы, а также на воздействие стойки рамной крепи. С увеличением  $l_1$  максимум  $\sigma_{max}^{\delta}$  снижается, так как увеличивается площадь контакта полосы и бермы и, соответственно, снижается нагрузка на последнюю. По этим причинам влияние  $l_1$  заметно ниже (при увеличении  $l_1$  с 1 до 2,5 м  $\sigma_{max}^{\delta}$  уменьшается на 41-50%), чем при традиционном представлении о равномерном нагружении охранной конструкции.

В большей степени на величину  $\sigma_{max}^{\delta}$  оказывают влияние параметры  $\frac{l_2}{l_1}$



**Рис. 28.4. Закономерности изменения максимума приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{\delta}$  в породной берме по вариантам соотношения деформационных характеристик слоев углевещающей толщи (см. табл. 24.1)**

и  $\delta$  разгрузочной полости. Так, при увеличении  $\frac{l_2}{l_1}$  в 1,5 раза (с 0,4 до 0,6) максимум  $\sigma_{max}^{\delta}$  снижается в 1,63-1,71 раза; при возрастании  $\delta$  с 0,1 м до 0,3 м величина  $\sigma_{max}^{\delta}$  уменьшается в 2,40-2,48 раз. Это объясняется следующими причинами. В большинстве вариантов концентрация  $\sigma^{\delta}$  располагается в области породной бермы, примыкающей к стойке рамы, что обусловлено воздействием последней и близостью к обнаженной поверхности стенки выработки. Здесь в определенной мере прослеживается аналогия с классической теорией П.М. Цимбаревича [104] о формировании призм сползания в боках выработки.

Следовательно, формирование (над данной областью бермы) в литой полосе разгрузочной полости увеличенных размеров приводит к более интенсивному снижению нагрузки на наиболее неустойчивую часть породной бермы, примыкающей к выработке.

В совокупности геометрические параметры литой полосы (в исследуемом диапазоне их вариации) могут изменять величину  $\sigma_{max}^{\delta}$  до 5,9 раз, что указывает на достаточную эффективность разгрузки породной бермы посредством регулирования параметрами литой полосы.

Закономерности изменения абсолютных значений максимумов  $\sigma_{max}^{\delta}$  с ростом глубины разработки  $H$  приведены на рис. 28.4 для некоторых наиболее «разнополюсных» вариантов при усредненных значениях  $l_1 = 1,5$  м,

$\frac{l_2}{l_1} = 0,5$  и  $\delta = 0,2$  м. Особенности влияния геомеханических параметров на НДС породной бермы выемочной выработки подробно описаны в предыдущих разделах; здесь же мы ограничимся обобщенными выводами по компоненте  $\sigma_{max}^\delta$ .

*Во-первых*, величина  $\sigma_{max}^\delta$ , помимо прочего, зависит от нагрузки на литую полосу, а значит, от длин пролетов породных блоков в зоне шарнирно-блокового сдвижения. Поэтому тенденции связи  $\sigma_{max}^\delta$  с геомеханическими параметрами отчасти схожи с таковыми для литой полосы.

*Во-вторых*, с увеличением размеров  $h^{II}$  и  $L_1$  зоны обрушенных пород вокруг выемочной выработки наблюдается тенденция роста  $\sigma_{max}^\delta$ . Рост мощности  $h^{II}$  непосредственной кровли увеличивает, как правило, нагрузку на литую полосу и, соответственно, на породную берму. Это обусловлено повышенным прогибом основной кровли за счет сжатия обрушенных пород увеличенной мощности. Кроме того, с увеличением  $L_1$  возрастают длины породных консолей в основной кровле и растет нагрузка на литую полосу, частично, передающаяся на породную берму.

*В-третьих*, чем меньше модули деформации  $E_i^{ob}$  обрушенных пород, тем меньше по величине и более равномерно распределенная нагрузка передается на литую полосу и почву пласта около нее и тем меньше  $\sigma_{max}^\delta$  в породной берме.

*В-четвертых*, чем жестче породы почвы пласта, тем больше (при одной и той же деформации) напряжения в породной берме, являющейся частью почвы.

*В-пятых*, более жесткие слои непосредственной кровли создают повышенные размеры и концентрацию НДС в опорной зоне со стороны смежного выемочного участка. Это провоцирует повышенное НДС и в породной берме.

На основе результатов проведенных расчетов получено уравнение регрессии для определения максимума приведенных напряжений в породной берме выемочного штрека

$$\begin{aligned} \sigma_{max}^\delta = & \left\{ \left[ 0,265 + 0,055 \cdot 10^{-4} (E_2^I + 0,4E_3^I - 1,2E_1^I) \right] \frac{H}{100} + 7,14 \cdot 10^{-4} (h^{II} \cdot L_1)^{0,3} \times \right. \\ & \times \left( 0,8E_1^{ob} + 0,5E_2^{ob} + 0,2E_3^{ob} \right) \left( \frac{0,5E^{noch} + 0,7E_1^{II} + E_2^{II}}{1,5E_1^I + E_2^I} \cdot \frac{H}{100} \right)^{0,7} + \\ & \left. + 0,15 \cdot 10^{-2} \sqrt{E^{noch} \frac{H}{100}} \right\} l_1^{0,84} \cdot l_2^{-1,25} \cdot \delta^{-0,82}. \end{aligned} \quad (28.2)$$

Таким образом, получено второе уравнение для оптимизации параметров литой полосы с разгрузочной полостью.

#### 28.4. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ НДС РАМНОЙ КРЕПИ ПРИ РЕГУЛИРОВАНИИ ПАРАМЕТРОВ ЛИТОЙ ПОЛОСЫ

Анализ распределения приведенных напряжений  $\sigma^P$  в рамной крепи выявил достаточно высокую стабильность расположения максимумов  $\sigma_{max}^P$  по ее контуру независимо от геомеханических факторов и геометрических параметров литой полосы с разгрузочной полостью. Расчет НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» по всем вариантам переменных геомеханических параметров и геометрии литой полосы убедительно указывает на постоянство пяти областей расположения максимумов  $\sigma_{max}^P$  (рис. 28.5):

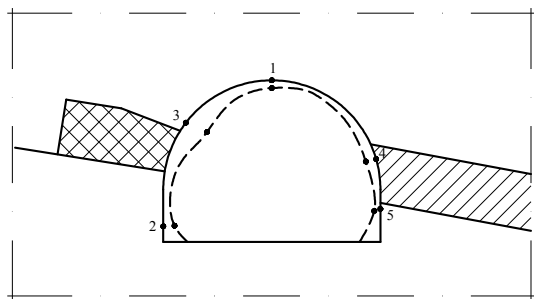
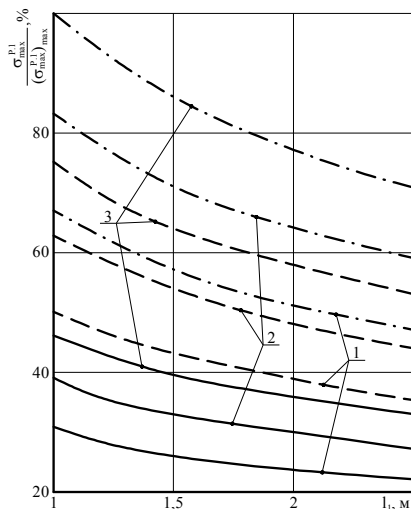


Рис. 28.5. Качественная схема деформирования рамной крепи с месторасположением действия максимумов  $\sigma_{max}^P$  приведенных напряжений

- $\sigma_{max}^{P.1}$  – замок свода рамы, изгибающийся в сторону кровли выработки по причине преимущественного сближения стоек рамы;
- $\sigma_{max}^{P.2}$  – район опоры стойки рамы (со стороны выработанного пространства) на высоте 0,2-0,5 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.3}$  – район замка соединения стойки и верхняка рамы (со стороны выработанного пространства) на высоте 2,0-2,2 м от почвы выработки, прилегающей к месторасположению разгрузочной полости литой полосы;
- $\sigma_{max}^{P.4}$  – район пяты свода (со стороны смежного выемочного участка) на высоте 1,2-1,4 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.5}$  – район прямолинейной части стойки (граница почвы пласта со стороны смежного выемочного участка) на высоте 0,7-0,9 м от почвы выработки.

В зависимости от сочетания геомеханических факторов и параметров литой полосы наибольшая величина максимума  $\sigma_{max}^P$  может действовать в любом из пяти отмеченных участков контура рамы. Поэтому необходим ана-

лиз закономерностей связи каждого из максимумов с параметрами системы «порodный массив-выемочная выработка-литая полоса».



**Рис. 28.6. Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{P.1}}{(\sigma_{max})_{max}}$  приведенных напряжений в замке свода рамной крепи от геометрических параметров литой полосы: 1 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ; 2 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$ ; 3 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ; —  $\delta = 0,1$  м; - - -  $\delta = 0,2$  м; - · - ·  $\delta = 0,3$  м**

Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{P.1}}{(\sigma_{max})_{max}}$  в замке

свода рамы от геометрических параметров литой полосы (рис. 28.6) объясняются следующими факторами. Влияние ширины полосы  $l_1$  с ее увеличением снижается, так как наибольший эффект ограничения  $\sigma_{max}^{P.1}$  достигается при жесткой опоре непосредственно у рамы. По этой же причине увеличение относительной ширины  $\frac{l_2}{l_1}$  и высоты  $\delta$  разгрузочной полости литой полосы

жесткость опоры непосредственно у рамы снижается и ее основная часть реакции перемещается в глубь выработанного пространства; прогиб породных слоев основной кровли увеличивается и растет нагрузка на раму.

Из приведенных графиков видно, что регулируя параметры литой полосы (в исследуемом диапазоне), можно изменить величину  $\sigma_{max}^{P.1}$  до 4,5 раз. Это указывает на достаточную эффективность управления величиной  $\sigma_{max}^{P.1}$  в замке свода рамы с помощью литой полосы с разгрузочной полостью.

Влияние геомеханических параметров на максимум  $\sigma_{max}^{P.1}$  приведено (рис. 28.7) для условий  $l_1 = 1,5$  м,  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$  и  $\delta = 0,2$  м. Сущность этих закономерностей сводится к следующему.

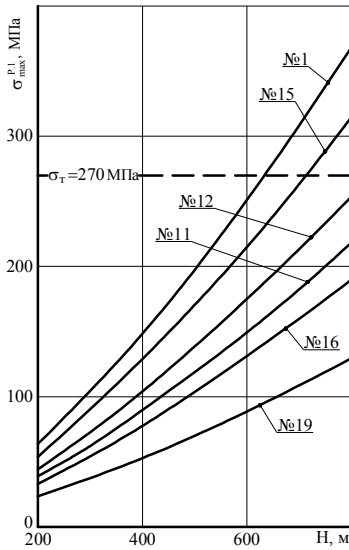


Рис. 28.7. Закономерности изменения максимума приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{P.1}$  в замке свода рамной крепи по вариантам (см. табл. 24.1) соотношения деформационных характеристик породных слоев углевмещающей толщи

*Во-первых*, определенная нелинейность связи с глубиной разработки обусловлена тем, что с ростом  $H$  в формирование нагрузки на крепь вовлекаются все более обширные области углевмещающей толщи, интенсифицирующие деформации основной кровли.

*Во-вторых*, при повышенной жесткости породных слоев углевмещающей толщи уменьшаются деформации их прогиба над выработкой и формируется пониженная нагрузка на крепь.

*В-третьих*, повышенная жесткость слоев непосредственной кровли и почвы сказывается таким образом, что они более интенсивно ограничивают перемещения породных слоев основной кровли, формирующей нагрузку на рамную крепь.

*В-четвертых*, чем больше мощность  $h^{II}$  пород зоны беспорядочного обрушения, тем в большей степени сказывается их демпфирующий эффект (из-за пониженной жесткости) при передаче нагрузок на раму и в большей мере компенсируется прогиб основной кровли за счет сжатия обрушенных пород.

В результате корреляционно-дисперсионного анализа массива расчетных данных НДС системы «породный массив-выемочный штрек-литая полоса» получено уравнение регрессии для определения максимума приведенных напряжений в замке свода рамы

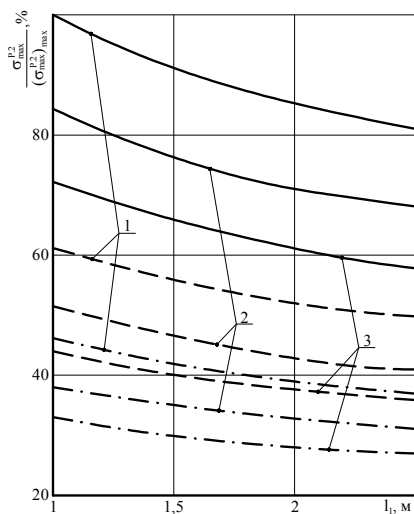
$$\begin{aligned} \sigma_{max}^{P.1} = & 0,79 \left[ 37,05 - (3,47E_1^I + 0,14E_2^I + 0,58E_3^I + 1,3E_4^I + 1,73E_1^{II} + \right. \\ & \left. + 3,18E_2^{II}) \cdot 10^{-4} \right] \frac{H}{100} \cdot (0,1E_1^{ob} + 0,3E_2^{ob} + 0,7E_3^{ob}) \times \\ & \times \frac{(0,2E_1^{ob} + E_2^{ob} + 0,5E_3^{ob})^{0,5} \cdot l_2 \cdot \delta^{0,7}}{(0,5E^{noch} + 0,8E_1^{II} + E_2^{II})^{0,12} \cdot l_1^{1,38} \cdot h^{II}} \left( 0,4 + 0,21 \sqrt{\frac{H}{100}} \right). \end{aligned} \quad (28.3)$$

Приведенные графики указывают на две дополнительные особенности. С одной стороны, геомеханические параметры изменяют  $\sigma_{max}^{P.1}$  до 3 раз, а с

другой стороны, при определенных сочетаниях параметров  $\sigma_{max}^{P.1}$  превышает предел текучести материала рамной крепи и она теряет устойчивость.

Второе сечение спецпрофиля, где стабильно возникает максимум приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{P.2}$  располагается в районе опоры стойки рамной крепи со стороны выработанного пространства. Здесь закономерности влияния геометрических параметров литой полосы существенно изменяются в сравнении с функцией  $\sigma_{max}^{P.1}(l_1, \frac{l_2}{l_1}, \delta)$ . В целом, влияние параметров  $l_1, \frac{l_2}{l_1}, \delta$

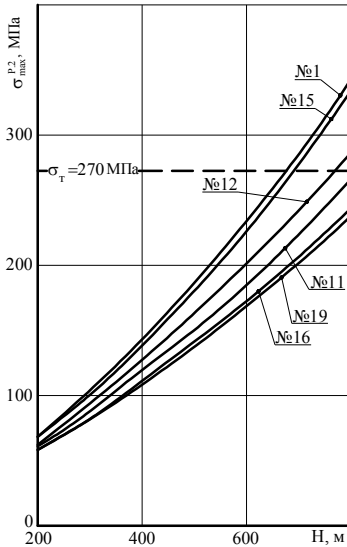
аналогично закономерностям изменения  $\sigma_{max}^{\delta}$  в породной берме, но более слабое, что объясняется определенным демпфирующим эффектом литой полосы и породной бермы, воспринимающих на себя нагрузку от основной кровли в первую очередь. Боковые же нагрузки в районе опоры стойки, приводящие к ее изгибу, согласно П.М. Цимбаревичу, являются нагрузками второго порядка и меньше по величине в сравнении с вертикальными. Тем не менее, вариация геометрических параметров литой полосы (в исследуемом диапазоне) позволяет изменять величину максимума  $\sigma_{max}^{P.2}$  до 3,7 раз (рис. 28.8), что указывает на достаточную эффективность управления этим максимумом с помощью регулирования параметрами литой полосы с разгрузочной полостью.



**Рис. 28.8. Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{P.2}}{(\sigma_{max}^{P.2})_{max}}$  приведенных напряжений в районе опоры стойки рамной крепи со стороны выработанного пространства от геометрических параметров литой полосы: 1 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ; 2 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$ ; 3 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ; —  $\delta = 0,1$  м; - - -  $\delta = 0,2$  м; ····  $\sigma = 0,3$  м**

Геомеханические факторы оказывают менее существенное влияние (до 1,5 раз) на величину максимума  $\sigma_{max}^{P.2}$  (рис. 28.9), что обусловлено, на наш





**Рис. 28.9.** Закономерности изменения максимума приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{P.2}$  в районе опоры стойки рамной крепи со стороны выработанного пространства по вариантам (см. табл. 24.1) соотношения деформационных характеристик породных слоев углевещающей толщи

взгляд, суммарным демпфирующим воздействием обрушенных пород непосредственной кровли, литой полосы и породной бермы, деформация которых в процессе взаимодействия сглаживает интенсивность воздействия тех или иных геомеханических факторов.

Максимум  $\sigma_{max}^{P.2}$  в районе опоры стойки со стороны выработанного пространства формируется под воздействием нагрузки на литую полосу, которая передается на породную берму, а та, в свою очередь, нагружает боковым давлением район опоры стойки рамы. Поэтому основные тенденции связи максимумов приведенных напряжений с геомеханическими параметрами имеют в качественном плане много общего для литой полосы, породной бермы и опоры стойки рамы. Некоторое отличие наблюдается в закономерности влияния жесткости пород почвы пласта. С увеличением  $E^{поч}$  меньшие деформации передаются на стойку рамы под литой полосой и, соответственно, снижается максимум  $\sigma_{max}^{P.2}$ .

Установленное уравнение регрессии для максимума  $\sigma_{max}^{P.2}$  имеет вид

$$\sigma_{max}^{P.2} = \frac{0,26l_1^{0,57}}{l_2^{0,8} \cdot \delta^{0,71}} \left\{ \left[ 33,1 + (4,9E_2^I + 1,4E_3^I - 6,9E_1^I) \cdot 10^{-4} \right] (E^{поч})^{-0,21} \left( \frac{H}{100} \right)^{1,64} + 1,45L_1^{0,2} \sqrt{(0,1E_1^{об} + 0,4E_2^{об} + 0,5E_3^{об}) \cdot H \frac{H}{100}} \right\}. \quad (28.4)$$

Третий, постоянно действующий максимум  $\sigma_{max}^{P.3}$  приведенных напряжений, возникающий в районе замка рамы со стороны выработанного пространства, также имеет тесную связь с геометрическими параметрами литой полосы (рис. 28.10) – величина  $\sigma_{max}^{P.3}$  может изменяться до 3 раз в пределах исследуемого диапазона переменных  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$ ,  $\delta$ .

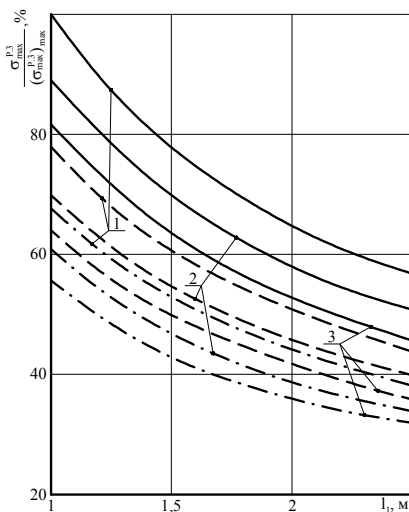


Рис. 28.10. Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{P.3}}{(\sigma_{max}^{P.3})_{max}}$  приведенных напряжений в районе замка рамы со стороны выработанного пространства от геометрических параметров литой полосы: 1 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ;  
2 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$ ; 3 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ;  
—  $\delta = 0,1$  м; - - -  $\delta = 0,2$  м;  
- · - ·  $\sigma = 0,3$  м

С увеличением ширины  $l_1$  литой полосы повышается ее сопротивление прогибу породных слоев основной кровли, что уменьшает нагрузку на рамную крепь. Влияние относительной ширины  $\frac{l_2}{l_1}$  и высоты  $\delta$  разгрузочной полости обусловлено действием двух факторов. С одной стороны, с увеличением  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$  возрастает прогиб породных слоев основной кровли, что вызывает рост нагрузки на крепь. С другой стороны, с увеличением  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$  разгружаются породы вблизи действия максимума  $\sigma_{max}^{P.3}$  и его величина снижается. При этом второй фактор преобладает над первым и наблюдается устойчивая тенденция снижения  $\sigma_{max}^{P.3}$  с ростом  $\frac{l_2}{l_1}$  и  $\delta$ .

Геомеханические факторы также оказывают существенное влияние на величину максимума  $\sigma_{max}^{P.3}$  (рис. 28.11), которое во многом аналогично уже описанным тенденциям максимумов  $\sigma_{max}^{P.1}$  и  $\sigma_{max}^{P.2}$ . По набранной статистике расчетов НДС системы определено следующее уравнение регрессии

$$\sigma_{max}^{P.3} = 0,23 \frac{\left(0,34 + 0,23 \sqrt{\frac{H}{100}}\right) L_1^{0,23}}{l_1^{0,12} \cdot l_2^{0,5} \cdot \delta^{0,35} \cdot h^{II}} \left[42,1 - \left(3,18E_1^I + 1,35E_2^I + 0,96E_3^I + 3,52E_1^{II} + 4,11E_2^{II}\right) \cdot 10^{-4}\right] \frac{H}{100} \cdot \frac{0,6E_1^{ob} + 0,5E_2^{ob} + 0,2E_3^{ob}}{\left(E^{noch} + 0,7E_1^{II} + 0,5E_2^{II}\right)^{0,15}}. \quad (28.5)$$

Со стороны смежного выемочного участка по контуру рамной крепи также возникают два максимума  $\sigma_{max}^P$  (см. рис. 28.5). Первый из них –  $\sigma_{max}^{P.4}$  нахо-

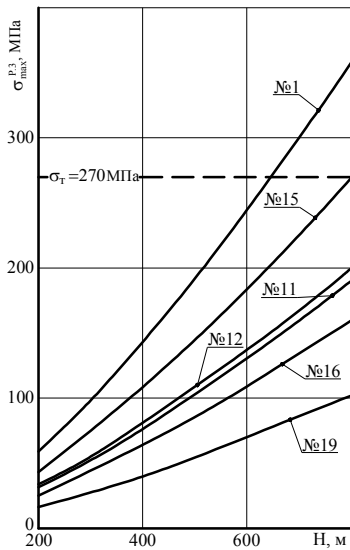


Рис. 28.11. Закономерности изменения максимума приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{P.3}$  в районе замка рамы со стороны выработанного пространства по вариантам (см. табл. 24.1) соотношения деформационных характеристик породных слоев углевещающей толщи

дится в районе пяты свода рамы и характеризуется пониженной теснотой связи (рис. 28.12) с параметрами литой полосы по сравнению с предыдущими максимумами, что обусловлено некоторым удалением  $\sigma_{max}^{P.4}$  от зоны интенсивного влияния литой полосы. Тем не менее, в исследуемом диапазоне геометрические параметры литой полосы способны изменить величину  $\sigma_{max}^{P.4}$  до 2,3 раз за счет взаимовлияния друг на друга деформаций рамы на различных участках ее контура.

Среди особенностей влияния геомеханических факторов (рис. 28.13) на величину  $\sigma_{max}^{P.4}$  следует отметить такие.

*Во-первых*, прогиб породных слоев основной кровли меньше, чем для других координат рамы и влияние соотношения деформационных характеристик слоев несколько ослабевает.

*Во-вторых*, к рассматриваемому участку контура рамы приближена зона опорного давления, усиливающая влияние жесткости породных слоев основной и непосредственной кровли, а также повышающая степень нелинейности связи  $\sigma_{max}^{P.4}$  с

глубиной разработки  $H$  из-за интенсивных деформаций неоднородного слоистого массива в зоне опорного давления.

Корреляционная зависимость для  $\sigma_{max}^{P.4}$  имеет вид

$$\sigma_{max}^{P.4} = 0,073 \left[ 25,3 - (2,34E_1^I + 1,75E_2^I + 1,21E_3^I) \cdot 10^{-4} \right] \cdot \frac{H}{100} \left( 0,12 + 0,31 \sqrt{\frac{H}{100}} \right) \times$$

$$\times \frac{(0,3E^{noch} + 0,6E_1^{II} + 0,4E_2^{II})^{0,16}}{(h^{II})^{0,72} \cdot L_1^{0,31} \cdot l_2^{0,4} \cdot \delta^{0,24}} (0,2E_1^{об} + 0,6E_2^{об} + 0,3E_3^{об})^{0,8}. \quad (28.6)$$

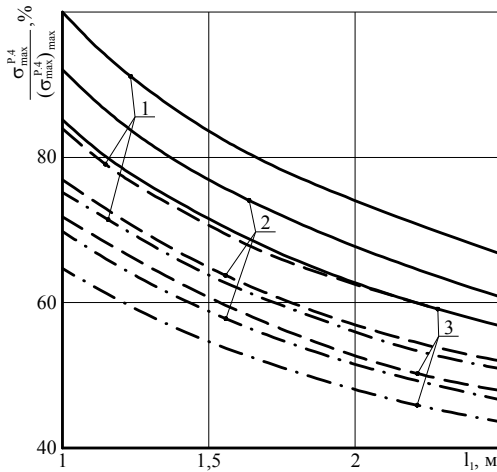


Рис. 28.12. Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{P.4}}{(\sigma_{max}^{P.4})_{max}}$  приведенных

напряжений в районе пяты свода рамы со стороны смежного выемочного участка от геометрических параметров литой полосы:

$$1 - \frac{l_2}{l_1} = 0,4; \quad 2 - \frac{l_2}{l_1} = 0,5;$$

$$3 - \frac{l_2}{l_1} = 0,6; \quad \text{—} \delta = 0,1 \text{ м};$$

$$\text{---} \delta = 0,2 \text{ м}; \quad \text{-} \cdot \cdot \cdot \delta = 0,3 \text{ м}$$

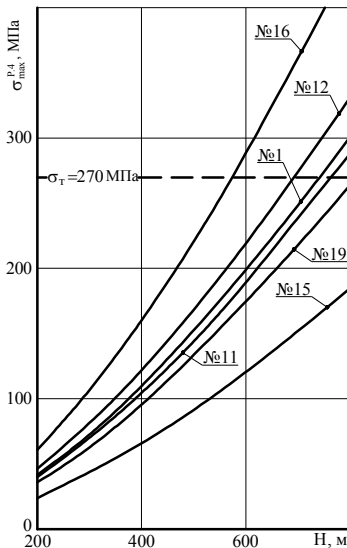


Рис. 28.13. Закономерности изменения максимума приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{P.4}$  в районе пяты свода рамы со стороны смежного выемочного участка по вариантам (см. табл. 24.1) соотношения деформационных характеристик породных слоев углевещающей

$$\text{толщи } 1 - \frac{l_2}{l_1} = 0,4; \quad 2 - \frac{l_2}{l_1} = 0,5;$$

$$3 - \frac{l_2}{l_1} = 0,6; \quad \text{—} \delta = 0,1 \text{ м};$$

$$\text{---} \delta = 0,2 \text{ м}; \quad \text{-} \cdot \cdot \cdot \delta = 0,3 \text{ м}$$

Последний максимум приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{P.5}$ , стабильно действующий в районе прямолинейной части стойки рамной крепи со стороны смежного выемочного участка, имеет аналогичные тенденции изменения в сравнении с максимумом  $\sigma_{max}^{P.4}$ . Теснота связи величины  $\sigma_{max}^{P.5}$  с геометрическими параметрами литой полосы (рис. 28.14) несколько ниже по отношению к функции  $\sigma_{max}^{P.4} (l_1, \frac{l_2}{l_1}, \delta)$ , что вполне объяснимо нейтрализующим воздействием расположенной рядом зоны опорного давления. Поэтому регулированием геометрических параметров литой полосы можно добиться изменения  $\sigma_{max}^{P.5}$  только до 2 раз.

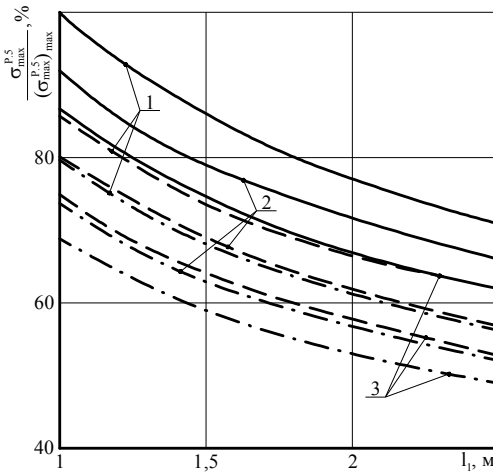


Рис. 28.14. Закономерности изменения относительного максимума  $\frac{\sigma_{max}^{P.5}}{(\sigma_{max}^{P.5})_{max}}$  приведенных напряжений в районе прямолинейной стойки рамы со стороны смежного выемочного участка от геометрических параметров литой полосы: 1 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ; 2 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,5$ ; 3 —  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ; —  $\delta = 0,1$  м; - - -  $\delta = 0,2$  м; - · - ·  $\delta = 0,3$  м

Связь максимума  $\sigma_{max}^{P.5}$  с геомеханическими факторами (рис. 28.15) имеет те же тенденции, что и для максимума  $\sigma_{max}^{P.4}$ . Отличия заключаются в более усиленном влиянии деформационных характеристик породных слоев непосредственной кровли и почвы, а также ширины  $L_1$  области нарушенных пород со стороны смежного выемочного участка, что объясняется повышенной интенсивностью воздействия зоны опорного давления.

Для максимума  $\sigma_{max}^{P.5}$  установлена следующая корреляционная зависимость

$$\sigma_{max}^{P.5} = 0,018 \left[ 21,5 - (2,07E_1^I + 1,51E_2^I + 1,12E_3^I) \cdot 10^{-4} \right] \cdot \frac{H}{100} \left( 0,08 + 0,33 \sqrt{\frac{H}{100}} \right) \times$$

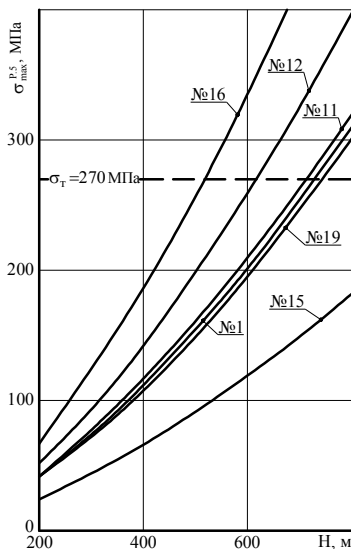
$$\times \left( 0,7E_1^{об} + 0,4E_2^{об} + 0,2E_3^{об} \right) \frac{\left( 0,6E^{noch} + 0,7E_1^{II} + 0,2E_2^{II} \right)^{0,22}}{\left( h^{II} \right)^{0,65} \cdot L_1^{0,42} \cdot l_2^{0,35} \cdot \delta^{0,21}}. \quad (28.7)$$

Анализ закономерностей изменения максимумов приведенных напряжений в рамной крепи приводит к трем основным выводам.

*Во-первых*, наблюдается существенное влияние геометрических параметров литой полосы на величину всех максимумов  $\sigma_{max}^{P.i}$  ( $i=1, \dots, 5$ ), действующих по контуру рамной крепи. Более эффективное регулирование максимумов  $\sigma_{max}^{P.i}$  в раме имеет место со стороны выработанного пространства (до 3,1-4,5 раз в диапазоне исследуемых интервалов  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$ ,  $\delta$ ). Менее интенсивное воздействие (до 2,0-2,3 раз) геометрических параметров литой полосы происходит для максимумов в рамной крепи, расположенных со стороны смежного выемочного участка.

*Во-вторых*, за исключением максимума  $\sigma_{max}^{P.1}$  в замке свода рамы, имеют место качественно одинаковые закономерности влияния геометрических параметров литой полосы, что позволит одновременно снижать четыре максимума  $\sigma_{max}^{P.i}$  при регулировании параметров  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$ ,  $\delta$  в одном направлении.

*В-третьих*, необходимость управления НДС рамной крепи обусловлена тем, что все пять максимумов (см. рис. 28.7, рис. 28.9, рис. 28.11, рис. 28.13 и рис. 28.15) могут превышать предел текучести Ст.5 ( $\sigma_T = 270$  МПа) при определенных сочетаниях геомеханических факторов и геометрических параметров литой полосы, что приводит к потере устойчивости рамной крепи и выемочной выработки в целом.



**Рис. 28.15.** Закономерности изменения максимума приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{P.5}$  в районе замка рамы со стороны смежного выемочного участка по вариантам (см. табл. 24.1) соотношения деформационных характеристик породных слоев углевмещающей толщи

## 29. ОПТИМИЗАЦИЯ НДС СИСТЕМЫ И АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ ЛИТОЙ ПОЛОСЫ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ

### 29.1. ОБОСНОВАНИЕ КОМПЛЕКСА КРИТЕРИЕВ ОПТИМИЗАЦИИ НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ-ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА»

В предыдущих подразделах установлены закономерности связи максимумов  $\sigma_{max}^{j,i}$  ( $j = П, \delta, P; i = 1, \dots, 5$ ) приведенных напряжений, определяющих устойчивость основных элементов системы в окрестности выемочного штрека, с геомеханическими параметрами его поддержания и параметрами литой полосы с разгрузочной полостью. Геомеханические факторы формируют НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» и выступают в качестве исходных параметров, а геометрические и механические параметры литой полосы играют роль инструмента по управлению НДС системы в направлении повышения ее устойчивости.

В предлагаемой конструкции литой полосы имеются четыре регулируемых параметра:

- ширина  $l_1$  литой полосы;
- ширина  $l_2$  разгрузочной полости;
- высота  $\delta$  разгрузочной полости;
- предел прочности  $\sigma_{сж}^П$  на одноосное сжатие материала литой полосы, сооружаемой из твердеющих смесей.

С другой стороны, установлено семь параметров, влияющих на устойчивость системы и требующих регулирования в направлении максимально возможного снижения их величины  $\sigma_{max}^{j,i}$  ( $j = П, \delta; i = 1, \dots, 5$ ):

- $\sigma_{max}^П$  – максимум приведенных напряжений в литой полосе;
- $\sigma_{max}^{\delta}$  – максимум приведенных напряжений в породной берме охраняемой выработки под литой полосой;
- $\sigma_{max}^{P.1}$  – максимум приведенных напряжений в замке свода рамной крепи;
- $\sigma_{max}^{P.2}$  – максимум приведенных напряжений в районе опоры стойки рамной крепи со стороны выработанного пространства;
- $\sigma_{max}^{P.3}$  – максимум приведенных напряжений в районе замка рамы со стороны выработанного пространства;

–  $\sigma_{max}^{P.4}$  – максимум приведенных напряжений в районе пяты свода рамы со стороны смежного выемочного участка;

–  $\sigma_{max}^{P.5}$  – максимум приведенных напряжений в районе прямолинейной части стойки рамы со стороны смежного выемочного участка.

Очевидно, реализовать полную оптимизацию семи параметров системы за счет регулирования четырех параметров литой полосы не представляется возможным. Поэтому, представляется целесообразным осуществить частичную оптимизацию параметров системы, руководствуясь приоритетными факторами.

*Во-первых*, прежде всего, следует оптимизировать НДС тех элементов системы, которые в наибольшей степени обеспечивают устойчивость выемочной выработки.

*Во-вторых*, осуществить групповую минимизацию максимумов приведенных напряжений, которые имеют однотипные качественные закономерности связи с параметрами литой полосы.

*В-третьих*, установить область горно-геологических и горнотехнических условий, где оптимизация параметров литой полосы не обеспечивает устойчивость элементов системы и выемочной выработки в целом. Здесь необходимо проведение дополнительных мероприятий по повышению устойчивости выемочной выработки, например, усиление рамы и упрочнение пород анкерной крепью, искусственное регулирование ширины  $L_1$  разупрочненных пород со стороны смежного выемочного участка и тому подобное. Эти вопросы выходят за рамки настоящего исследования, но алгоритм выявления области недостаточной устойчивости выемочной выработки крайне важен для последующей разработки специальных мероприятий по обеспечению возможности его повторного использования.

В соответствии с изложенными направлениями наиболее важно, с точки зрения устойчивости выемочной выработки, минимизировать максимумы приведенных напряжений в литой полосе  $\sigma_{max}^{\Pi}$  и породной берме  $\sigma_{max}^{\delta}$ .

Потеря целостности литой полосы в какой-либо ее области снижает реакцию сопротивления горному давлению в этой области и перераспределяет часть нагрузок на соседние участки полосы, что может вызвать незатухающий процесс разрушения всей полосы. Данный процесс сопровождается увеличением податливости литой полосы, обуславливающим интенсивное опускание породных слоев основной кровли и (из-за отсутствия жесткой опоры со стороны выработанного пространства) ростом нагрузки на рамную крепь, что может привести к потере устойчивости выемочной выработки. Наиболее простая и достаточно надежная запись условия устойчивости литой полосы имеет вид

$$\sigma_{max}^{\Pi} \leq \sigma_{сж}^{\Pi}, \quad (29.1)$$



где  $\sigma_{сж}^{\Pi}$  – предел прочности на одноосное сжатие материала литой полосы.

Не менее важным фактором сохранения устойчивости выемочной выработки является целостность породной бермы, на которую опирается литая полоса. При разрушении породной бермы резко снижается ее реакция на литую полосу, увеличивается ее податливость и уменьшается жесткость, что негативно сказывается на устойчивости выемочной выработки по причинам, описанным выше. Кроме того, при разрушении ближней к стойке рамы части породной бермы в ней образуются призмы сползания, формирующие значительную боковую нагрузку на стойку рамы, которая, деформируясь в полость выработки, резко снижает устойчивость выработки в целом. Условие устойчивости породной бермы запишем аналогично предыдущему

$$\sigma_{max}^{\delta} \leq \sigma_{сж}^{поч}, \quad (29.2)$$

где  $\sigma_{сж}^{поч}$  – расчетный предел прочности на одноосное сжатие пород почвы пласта.

Не менее важным фактором, определяющим устойчивость выемочного штрека, является напряженное состояние рамной крепи. Ограниченность числа регулируемых параметров литой полосы не позволяет минимизировать каждые из пяти максимумов  $\sigma_{max}^{P.i}$  приведенных напряжений, действующих по контуру рамы. Но анализ установленных закономерностей  $\sigma_{max}^{P.i}$  ( $l_1, l_2, \delta$ ) обосновывает целесообразность следующего подхода.

Максимум  $\sigma_{max}^{P.1}$  в замке свода рамы имеет зависимость от параметров  $l_2$  и  $\delta$ , противоположную в сравнении с остальными максимумами: при увеличении  $l_2$  и  $\delta$   $\sigma_{max}^{P.1}$  возрастает, а остальные максимумы в раме уменьшаются. Следовательно, все максимумы в рамной крепи необходимо разделить на две группы:  $\sigma_{max}^{P.1}$  и  $\sigma_{max}^{P.(i+1)}$ , каждая из которых минимизируется по условию прочности рамы

$$\sigma_{max}^{P.1} \leq \sigma_m; \quad (29.3)$$

$$\sigma_{max}^{P.(i+1)} \leq \sigma_m, \quad (29.4)$$

где  $\sigma_T = 270$  МПа – предел текучести материала рамной крепи (сталь Ст.5).

Следует отметить, что по условию (29.4) минимизируются все четыре максимума ( $\sigma_{max}^{P.2}, \dots, \sigma_{max}^{P.5}$ ), но, поскольку они имеют разные закономерности связи с геомеханическими параметрами системы, при различных сочетаниях геомеханических параметров, выявляется один максимум из группы  $\sigma_{max}^{P.(i+1)}$ , имеющий наибольшую величину, который и подлежит минимизации. Таким образом, при фиксированных соотношениях геомеханических параметров

минимизации подлежит только один из максимумов  $\sigma_{max}^{P(i+1)}$ , а остальные уменьшаются в силу одинаковых качественных закономерностей их связи с параметрами литой полосы. Если в процессе оптимизации  $\sigma_{max}^{P(i+1)}$  минимизируемый максимум перестает быть наибольшим по величине, то внимание переносится на новый абсолютный максимум из этой группы.

Таким образом, установленные закономерности связи минимизируемых параметров с регулируемыми параметрами литой полосы указывают на способность четырех критериев (4.8)-(4.11) осуществить частичную оптимизацию системы «породный массив-выемочный штрек-литая полоса».

## 29.2. АЛГОРИТМ РАСЧЕТОВ ПАРАМЕТРОВ ЛИТОЙ ПОЛОСЫ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ

На базе сформулированных критериев оптимизации и полученных зависимостей по расчету максимумов приведенных напряжений во всех основных элементах системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» разработан порядок выбора рациональных параметров литой полосы с разгрузочной полостью методом последовательных приближений.

1. В соответствии с горно-геологическими условиями отработки выемочного участка формируем пакет исходных геомеханических параметров:

– средняя по длине выемочного участка глубина разработки  $H$  (данные геологической службы шахты, [52, 53]);

– модули деформации  $E_1^I$ ,  $E_2^I$ ,  $E_3^I$  породных слоев основной кровли (данные геологической службы шахты, [52, 53]);

– модули деформации  $E_1^{II}$ ,  $E_1^{II}$  породных слоев непосредственной кровли (данные геологической службы шахты, [52, 53]);

– модуль деформации  $E^{noch}$  непосредственной почвы (данные геологической службы шахты, [52, 53]);

– модули деформации  $E_1^{ob}$ ,  $E_2^{ob}$ ,  $E_3^{ob}$  слоев зоны беспорядочного обрушения, сложенной разрушенными породами непосредственной кровли пласта; если нет данных непосредственных замеров на конкретном выемочном участке, то рекомендуется  $E_1^{ob} = 50$  МПа,  $E_2^{ob} = 35$  МПа,  $E_3^{ob} = 20$  МПа, по результатам исследований [35, 36, 43, 55];

– высота  $h^{II}$  зоны беспорядочного обрушения в пределах мощности ( $h^{II} = m_1^{II} + m_2^{II}$ ) непосредственной кровли (данные геологической службы шахты);

– расчетный предел прочности  $\sigma_{сж}^{noch}$  непосредственной почвы на сжатие (данные геологической службы шахты, или [52, 53] с учетом коэффициентов

ослабления по методикам [47, 123]);

– ширина  $L_1$  разупрочненной зоны пород в боку штрека со стороны смежного выемочного участка (определяется по данным замеров на рабочем горизонте шахты; при отсутствии таких данных  $L_1$  принимается в пределах 1-2 м).

2. Принимаются минимальные, с точки зрения общепризнанных технологических факторов сооружения охранных полос, геометрические параметры литой полосы с разгрузочной полостью:  $l_1 = 1$  м,  $\frac{l_2}{l_1} = 0,4$ ,  $\delta = 0,1$  м. Для этих

значений по формулам (28.1)-(28.7) рассчитываются максимумы приведенных напряжений и сравниваются с их соответствующими прочностными характеристиками почвы  $\sigma_{сж}^{noch}$  и рамы  $\sigma_T$  по критериям (29.2)-(29.4). Если ни один из максимумов не превышает  $\sigma_{сж}^{noch}$  или  $\sigma_T$ , то по величине максимума  $\sigma_{max}^{\Pi}$  подбирается состав твердеющей смеси, предел прочности которой должен быть не менее  $\sigma_{max}^{\Pi}$  по критерию (29.1). Компоненты сухой твердеющей смеси дозируются в соответствии с закономерностями [32, 42, 78, 75] в зависимости от применяемого типа вяжущего.

3. При невыполнении критерия (29.2) и выполнении критериев (29.3) и (29.4) для разгрузки приконтурной части породной бермы необходимо пошагово увеличивать параметры  $\frac{l_2}{l_1}$  до 0,6 и  $\delta$  до 0,3 м. При этом следует проверить выполнение критерия (29.3) и при положительном результате определить по уравнению (28.1) требуемую прочность литой полосы на сжатие, а по величине  $\sigma_{max}^{\Pi}$  выбрать состав твердеющей смеси.

4. Если устойчивость породной бермы по критерию (29.2) все же не выполняется, или одновременно не выполняются критерии (29.3) и (29.4), необходимо пошагово увеличивать ширину литой полосы поэтапно до «технически приемлемой» величины  $l_1 = 2,5...3$  м. То же следует выполнить, если значение  $\sigma_{max}^{\Pi} = \sigma_{сж}^{\Pi}$  по формуле (4.1) будет превышать величину 15-20 МПа. Далее выполняются аналогичные операции по выбору состава твердеющей смеси.

5. В слабых породах почвы, если даже при геометрии литой полосы, характеризующейся  $l_1 = 2,5...3,0$  м,  $\frac{l_2}{l_1} = 0,6$ ,  $\delta = 0,3$  м, достичь устойчивости породной бермы по критерию (29.2) не удастся, то следует применить ее упрочнение, например, анкерованием.

6. При  $\sigma_{сж}^{noch} \geq 25...30$  МПа на средних глубинах разработки практически всегда породная берма находится в устойчивом состоянии и критерий (29.2) выполняется автоматически. В этих условиях основными являются критерии

(29.3) и (29.4). Если одновременное выполнение критериев не достигается, то следует выполнять критерий (29.4) путем увеличения параметров  $l_1$ ,  $\frac{l_2}{l_1}$ , и  $\delta$  вплоть до максимальных значений. В этой ситуации для ограничения роста максимума  $\sigma_{max}^{P.1}$  в замке свода рамы следует тщательно производить забутовку закрепного пространства данного участка для усиления реакции отпора перемещениям замка свода в сторону кровли.

7. При невозможности ограничить максимумы  $\sigma_{max}^{P.2} \dots \sigma_{max}^{P.5}$  величиной  $\sigma_T$  по критерию (29.4) следует устанавливать систему анкеров в районе опор стоек рам и по обе стороны свода рамы в районе действия максимумов  $\sigma_{max}^{P.3}$  и  $\sigma_{max}^{P.4}$  (см. рис. 28.5).

8. Расчеты показывают, что на глубинах разработки до 600-800 м вполне достаточна (для устойчивости литой полосы) прочность на сжатие отвердевшей смеси до 15-20 МПа. Такая величина  $\sigma_{сж}^II$  была достигнута в шахтных условиях [32] при испытаниях литых полос из современных твердеющих материалов.

9. Расчеты по уравнениям (28.1)-(28.7) совместно с критериями (29.1)-(29.4) показывают, что регулирование параметров литой полосы с разгрузочной полостью, как правило, обеспечивает устойчивость выемочной выработки на глубинах разработки до 600-800 м с выполнением (при необходимости) специальных мероприятий по анкерному усилению рамной крепи и породной бермы.

## ВЫВОДЫ

Основные научные и практические результаты исследований в разделе 5, состоят в следующем.

1. Обоснована целесообразность применения на угольных пологих пластах Донбасса способа охраны повторно используемых выемочных выработок литой полосой с разгрузочной полостью. При этом ресурсосбережение реализуется посредством управления геомеханическими процессами в окрестности выемочной выработки за счет регулирования параметрами литой полосы в соответствии с характером проявлений горного давления, а регулирование параметров полосы осуществляется с помощью механизированной крепи-опалубки, исключаяющей ручной труд.

2. В соответствии с современными представлениями об особенностях проявлений горного давления при развитии очистных работ на выемочном участке выделены основные элементы, обязательные к учету и совместному рассмотрению для наиболее достоверного описания процессов сдвижения пород надугольной толщи в окрестности выемочной выработки: зона шар-

нирно-блокового перемещения пород, зона беспорядочного обрушения, непосредственная почва угольного пласта, охранная литая полоса с разгрузочной полостью, рамная крепь штрека с межрамным ограждением и забутованным закрепным пространством, близлежащие слои пород и угольный пласт смежного выемочного участка. Эти элементы отражены в разработанной геомеханической модели системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса», в которой обоснован комплекс факторов:

– установлены интервалы изменения горно-геологических и горнотехнических параметров исследуемой системы, наиболее объективно отражающих условия разработки пологих угольных пластов Донбасса;

– доказано, что наиболее адекватно рассматривать слоистую углевещающую толщу в краевой части угольного пласта с возможностью проскальзывания породных слоев относительно друг друга по плоскостям напластований. При этом подтверждено непротиворечие результатов тестового моделирования основным положениям современных исследований геомеханических процессов в окрестности выемочной выработки;

– доказано, что в интервале  $m^y = 0,7...1,2$  м наиболее характерного диапазона изменения мощности пласта (с учетом присечки пород кровли) колебания компонент поля напряжений во всех элементах системы не превышает 10%, а в большинстве расчетных вариантов составляет 1-4%. Это обосновывает целесообразность использования в геомеханической модели постоянной усредненной мощности угольного пласта  $m^y = 1,0$  м;

– установлено, что в диапазоне изменения деформационных свойств пологих угольных пластов Донбасса колебания НДС всех элементов системы не выходит за рамки 10%, то есть находятся в пределах допустимой точности горнотехнических расчетов. Это является обоснованием использования в геомеханической модели усредненных деформационных характеристик угольного пласта: модуль деформации  $E^y = 0,35 \cdot 10^4$  МПа, коэффициент Пуассона  $\mu^y = 0,3$ ;

– доказана возможность описания структуры надугольной толщи пологих угольных пластов обобщенной геомеханической моделью. При этом обоснованы поправочные коэффициенты для расчета НДС рамной крепи в зависимости от диапазона колебаний модулей деформации  $E_i^j$  слагающих породных слоев: 1,1 – однородные слои; 1,15 – изменение  $E_i^j$  до 5 раз; 1,20 – изменение  $E_i^j$  до 10 раз.

3. Установлено, что максимум приведенных напряжений  $\sigma_{max}^{\Pi}$  (по которым производится прочностной расчет) в литой полосе изменяется до 3,2 раз в зависимости от соотношения модулей деформации породных слоев основной и непосредственной кровли: наибольшая нагрузка на литую полосу проявляется при пониженной жесткости породных слоев основной кровли

и повышенной жесткости породных слоев непосредственной кровли и почвы; минимальная нагрузка формируется в диаметрально противоположных условиях, когда жесткие породные слои основной кровли ограничивают в некоторой степени нагрузку на литую полосу:

- выявлены три закономерности роста  $\sigma_{max}^P(H)^K$  с увеличением глубины  $H$  разработки: близкая к линейной ( $K=1$ ) при однородной надугольной толще; степенная с пониженной интенсивностью роста ( $K < 1$ ) при пониженной жесткости непосредственной кровли и повышенной жесткости основной кровли; степенная с повышенной интенсивностью роста ( $K > 1$ ) при повышенной жесткости непосредственной кровли и пониженной жесткости основной кровли;

- наличие разгрузочной полости в литой полосе позволяет снижать интенсивность поля напряжений в районе стойки рамы от 2,4 до 6,3 раз по сравнению с опорной частью полосы. Такую степень разгрузки приконтурной зоны невозможно достигнуть в существующих конструкциях жестко-податливых охраняемых сооружений.

4. В рамной крепи выемочной выработки независимо от геомеханических параметров ее поддержания (степень влияния в диапазоне изменения от 1,4 до 3,4 раз) стабильно возникают (с достаточно постоянными координатами расположения по контуру рамы) пять максимумов  $\sigma_{max}^{P.i}$  ( $i=1,\dots,5$ ) приведенных напряжений:

- $\sigma_{max}^{P.1}$  – замок свода рамы;
- $\sigma_{max}^{P.2}$  – район опоры стойки рамы (со стороны выработанного пространства) на высоте 0,2-0,5 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.3}$  – район замка соединения стойки и верхняка рамы (со стороны выработанного пространства) на высоте 2,0-2,2 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.4}$  – район пяты свода (со стороны смежного выемочного участка) на высоте 1,2-1,4 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.5}$  – район прямолинейной части стойки рамы (со стороны смежного выемочного участка) на высоте 0,7-0,9 м от почвы выработки.

В зависимости от сочетания геомеханических факторов и параметров литой полосы наибольшая величина максимума  $\sigma_{max}^{P.i}$  может действовать в любом из пяти отмеченных участков контура рамы, что должно учитываться при оптимизации НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».

5. Комплекс исследований особенностей влияния геометрических и деформационных параметров зоны разупрочненных пород в окрестности выемочной выработки на НДС системы выявил два факта:

- *во-первых*, в углевмещающей толще отмечена достаточная стабильность тенденций связи НДС системы с геомеханическими факторами вне зависимости от параметров зоны запредельного состояния;

– во-вторых, максимумы приведенных напряжений в литой полосе и рамной крепи изменяются до 2,0-3,5 раз в зависимости от геометрических параметров и, особенно, деформационных характеристик области разупрочненных пород; степень этой связи соизмерима с влиянием глубины разработки.

6. Доказана эффективность управления НДС элементов системы, определяющих устойчивость выемочной выработки, посредством регулирования параметрами литой полосы с разгрузочной полостью. Установлено, что в диапазоне изменения геометрических параметров литой полосы (ширина полосы  $1 \text{ м} \leq l_1 \leq 3 \text{ м}$ ; относительная ширина разгрузочной полости  $0,4 \leq l_2 / l_1 \leq 0,6$ ; высота разгрузочной полости  $0,1 \text{ м} \leq \delta \leq 0,3 \text{ м}$ ) представляется возможным регулировать максимумы приведенных напряжений: в литой полосе – до 2,8 раз; в породной берме – до 5,9 раз; в рамной крепи по всем пяти максимумам – от 2,0 до 4,5 раз. Такой диапазон управления соизмерим со степенью влияния геомеханических факторов на НДС элементов системы «породный массив-выемочный штрек-литая полоса».

7. Обоснованы критерии оптимизации элементов системы и разработан алгоритм выбора рациональных параметров охранной литой полосы с разгрузочной полостью. При этом установлено, что на глубинах разработки до 600-800 м при существенно неоднородной структуре углевмещающей толщи устойчивость выемочной выработки обеспечивается охранной литой полосой шириной  $l_1 = 1...3 \text{ м}$  с разгрузочной полостью в диапазоне регулирования ее геометрии  $l_2 / l_1 = 0,4...0,6 \text{ м}$ ,  $\delta = 0,1...0,3 \text{ м}$  и пределом прочности на сжатие материала полосы до 15-20 МПа.

## ПЕРЕЧЕНЬ ССЫЛОК

1. Галлагер, Р. Метод конечных элементов. Основы [Текст] / Р. Галлагер. – М.: Мир, 1984. – 428 с.
2. Zienkiewicz, O. The Finite Element Method / O. Zienkiewicz, R. Taylor. – Vol. 1: The Basic. – Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000. – 689 p.
3. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов [Текст] / Л. Сегерлинд. – М.: Мир, 1979. – 392 с.
4. Митчелл, Э. Метод конечных элементов для уравнений с частными производными [Текст] / Э. Митчелл, Р. Уэйт. – М.: Мир, 1981. – 216 с.
5. Зенкевич, О. Конечные элементы и аппроксимация [Текст] / О. Зенкевич, К. Морган. – М.: Мир, 1986. – 318 с.
6. Секулович, М. Метод конечных элементов [Текст] / М Секулович. – М.: Стройиздат, 1993. – 664 с.
7. Стренг, Г. Теория метода конечных элементов [Текст] / Г. Стренг, Дж. Фикс. – М.: Мир, 1977. – 439 с.
8. Yijun, Liu. Finite element. 2001. <http://urbana.mie.uc.edu/yliu/FEM-525/Fem-525.htm>
9. Zienkiewicz, O. The Finite Element Method / O. Zienkiewicz, R. Taylor. – Vol. 2: Solid Mechanics. – Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000. – 459 p.
10. Kokcharov, I. 100 questions on finite element analysis for engineers. 2002. <http://www.kokch.kts.ru/me/m9/c1.htm>
11. Броек, Д. Основы механики разрушения [Текст] / Д. Броек. – М.: Высшая школа, 1980. – 368 с.
12. Хеллан, К. Введение в механику разрушения [Текст] / К. Хеллан. – М.: Мир, 1988. – 364 с.
13. Черепанов, Г.П. Механика хрупкого разрушения [Текст] / Г.П. Черепанов. – М.: Наука, 1974. – 640 с.
14. Астафьев, В.И. Нелинейная механика разрушения [Текст] / В.И. Астафьев, Ю.Н. Радаев, Л.В. Степанова Л.В. – Самара: Самарский университет, 2001. – 632 с.
15. Матвиенко, Ю.Г. Модели и критерии механики разрушения [Текст] / Ю.Г. Матвиенко. – М.: Физматлит, 2006. – 328 с.
16. Москвичев, В.В. Трещиностойкость и механические свойства конструкционных материалов [Текст] / В.В. Москвичев, Н.А. Махутов, А.П. Черняев. – Новосибирск: Наука, 2002. – 334 с.
17. Сиратори, М. Вычислительная механика разрушения [Текст] / М. Сиратори, Т. Миеси, Х. Мацусита. – М.: Мир, 1986. – 334 с.
18. Атлури, С. Вычислительные методы в механике разрушения [Текст] / С. Атлури. – М.: Мир, 1990. – 392 с.
19. Rosenblatt, J. Mathematical Analysis for Modeling / J. Rosenblatt, S. Bell. – Boca Raton: CRC Press LLC, 1999. – 853 p.
20. Морозов, Е.М. Метод конечных элементов в механике разрушения [Текст] / Е.М. Морозов, Г.П. Никишков. – М.: Издательство ЛКИ/URSS, 2008. – 256 с.



21. Чигарев, А.В. ANSYS для инженеров: справочное пособие [Текст] / А.В. Чигарев, А.С. Кравчук, А.Ф. Смалюк. – М.: Машиностроение-1, 2004. – 512 с.
22. Басов, К.А. ANSYS в примерах и задачах [Текст] / К.А. Басов. – М.: КомпьютерПресс, 2002. – 224 с.
23. Морозов, Е.М. ANSYS в руках инженера: механика разрушений [Текст] / Е.М. Морозов, А.Ю. Музеймнек, А.С. Шадский. – М.: ЛЕНАНД, 2010. – 456 с.
24. Баклашов, И.В. Механика подземных сооружений и конструкции крепей [Текст] / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1984. – 415 с.
25. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений [Текст] / Н.С. Булычев. – М.: Недра, 1982. – 272 с.
26. Баклашов, И.В. Механические процессы в породных массивах [Текст] / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1986. – 415 с.
27. Руппeneйт, К.В. Некоторые вопросы механики горных пород [Текст] / К.В. Руппeneйт. – М.: Углетехиздат, 1954. – 384 с.
28. Сопротивление материалов [Текст] / под редакцией Г.С. Писаренко. – К.: Вища школа, 1979. – 696 с.
29. Виноградов, В.В. Геомеханика управления состоянием массива вблизи горных выработок [Текст] / В.В. Виноградов. – К.: Наукова думка, 1989. – 192 с.
30. Усаченко, Б.М. Свойства пород и устойчивость горных выработок [Текст] / Б.М. Усаченко. – К.: Наукова думка, 1979. – 136 с.
31. Усаченко, Б.М. Геомеханика охраны выработок в слабометаморфизированных породах [Текст] / Б.М. Усаченко, В.П. Чередниченко, Н.Е. Голованский. – К.: Наукова думка, 1990. – 144 с.
32. Байсаров, Л.В. Геомеханика и технология поддержания повторно используемых горных выработок [Текст] / Л.В. Байсаров, М.А. Ильяшов, А.И. Демченко. – Днепропетровск: ЧП «Лира ЛТД», 2005. – 240 с.
33. Зборщик, М.П. Охрана выработок глубоких шахт в зонах разгрузки [Текст] / М.П. Зборщик, В.В. Назимко. – К.: Техніка, 1991. – 248 с.
34. Савостьянов, А.В. Управление состоянием массива горных пород [Текст] / А.В. Савостьянов, В.Г. Ключков. – К.: НМК ВО, 1992. – 276 с.
35. Симанович, А.М. Совершенствование способов охраны подготовительных выработок [Текст] / А.М. Симанович, М.А. Сребный, В.И. Малов, И.Л. Белинский. – Донецк: «Донбасс», 1973. – 121 с.
36. Симанович, А.М. Охрана выработок на глубоких горизонтах [Текст] / А.М. Симанович, М.А. Сребный. – М.: Недра, 1976. – 144 с.
37. Бондаренко, В.И. Геомеханика взаимодействия элементов системы «породный массив-выемочная выработка-охранная конструкция» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.И. Коваль. – Днепропетровск: Системные технологии, 2007. – 209 с.
38. Гелескул, М.Н. Справочник по креплению капитальных и подготовительных горных выработок [Текст] / М.Н. Гелескул, В.Н. Каретников. – М.: Недра, 1982. – 479 с.

39. Ковалевская, И.А. Влияние параметров упрочнения анкерами приконтурных пород на их реакцию [Текст] / И.А. Ковалевская // Науковий вісник НГА України. – 2002. – №3. – С. 28-30.

40. Мельников, Н.И. Анкерная крепь [Текст] / Н.И. Мельников. – М.: Недра, 1980. – 252 с.

41. Заславский, И.Ю. Проявления горного давления в выемочных выработках, охраняемых жесткими литыми полосами [Текст] / И.Ю. Заславский, А.Г. Файвишенко. – В сб.: Напряжения и деформации в массивах горных пород при разработке месторождений полезных ископаемых. – М.: ИПКОН АН СССР. – 1988. – С. 122-128.

42. Бондаренко, В.И. Охрана подготовительных выработок при бурошнелковой выемке угольных пластов» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.Г. Дунаев. – Днепропетровск: Системные технологии, 2001. – 189 с.

43. Назимко, В.В. Коэффициент бокового распора обрушенных и уплотненных пород [Текст] / В.В. Назимко // Известия Вузов. Горный журнал. – 1981. – №10. – С. 25-27.

44. Бондаренко, В.И. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния мелкослоистого породного массива вокруг пластовой выработки. Книга 1. Допредельное деформирование системы «порода-крепь» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев. – Днепропетровск: Системные технологии, 2006. – 172 с.

45. Кириченко, В.Я. Металлорамные штрековые крепи нового технического уровня [Текст] / В.Я. Кириченко // Матер. IV Междун. научно-практ. конф. «Школа подземной разработки». – Днепропетровск: «ЛізуновПрес, 2010. – С. 241-266.

46. Штанговая крепь [Текст] / под ред. В.Н. Семейского. – М.: Недра, 1965. – 328 с.

47. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи [Текст]. – М.: Стройиздат, 1983. – 273 с.

48. КД 12.01.01.201-98. Расположение, охрана и поддержание горных выработок при отработке угольных пластов на шахтах. Методические указания. [Текст]. – К.: УкрНИМИ, 1998. – 149 с.

49. Насонов, И.Д. Моделирование горных процессов [Текст] / И.Д. Насонов. – М.: Недра, 1978. – 256 с.

50. Ержанов, Ж.С. Метод конечных элементов в задачах механики горных пород [Текст] / Ж.С. Ержанов, Т.Д. Каримбаев. – Алма-Ата: Наука, 1975. – 238 с.

51. Черняк, И.Л. Управление состоянием массива горных пород [Текст] / И.Л. Черняк, С.А. Ярунин. – М.: Недра, 1995. – 395 с.

52. Каталог шахтопластов Донецкого угольного бассейна с характеристикой горно-геологических факторов и явлений [Текст]. – М.: ИГД им. А.А. Скочинского, 1982. – 268 с.

53. Справочник (кадастр) физических свойств горных пород [Текст]. – М.: Недра, 1975. – 279 с.

54. Унифицированные типовые сечения горных выработок. Т.1. [Текст]. – К.: Будивельник, 1971. – 416 с.

55. Зборщик, М.П. Определение коэффициента бокового распора обрушенных пород [Текст] / М.П. Зборщик, В.В. Назимко // В респ. межвед. науч.- техн. сб.: Разработка месторождений полезных ископаемых – 1980. – Вып. 55. – С. 70-72.

56. Ставрогин, А.Н. Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах [Текст] / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – М.: Недра, 1985. – 271 с.

57. Глушко, В.Т. Разрушение горных пород и прогнозирование проявлений горного давления [Текст] / В.Т. Глушко, В.В. Виноградов. – М.: Недра, 1982. – 192 с.

58. Борисов, А.А. Новые методы расчета штанговой крепи [Текст] / А.А. Борисов. – М.: Госгортехиздат, 1962. – 64 с.

59. Югон, А. Штанговое крепление горных пород [Текст] / А. Югон, А. Кост. – М.: Госгортехиздат, 1962. – 204 с.

60. Тимофеев, О.В. Методика расчета параметров штанговой крепи при упругопластическом деформировании массива пород [Текст] / О.В. Тимофеев. – В сб.: Устойчивость и крепление горных выработок. – Л.: Изд-во ЛГИ, 1976. – Вып. 3. – С. 30-34.

61. Серегин, Ю.Н. К теории железобетонного анкерного крепления [Текст] / Ю.Н. Серегин, Л.К. Досмагамбетова, В.Д. Егоров. – В сб.: Горное давление, методы управления и контроля. – Фрунзе: Илим, 1979. – С. 364-371.

62. Ержанов, Ж.С. Устойчивость заштангованной кровли очистных камер [Текст] / Ж.С. Ержанов, Ю.Н. Серегин, В.Д. Егоров. – Алма-Ата: Наука, 1976. – 119 с.

63. Ержанов, Ж.С. Расчет беззамкового анкерного крепления кровли очистных камер [Текст] / Ж.С. Ержанов, Ю.Н. Серегин, В.Д. Егоров. – Алма-Ата: Наука, 1981. – 79 с.

64. Ковалевская, И.А. Анализ опыта применения анкерных крепей, совершенствования их конструкций и методов расчета параметров [Текст] / И.А. Ковалевская. – Днепропетровск: Системные технологии, 2000. – 86 с.

65. Симанович, Г.А. Взаимодействие породного массива с трубчатыми штангами и разработка метода расчета их параметров [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Г.А. Симанович. – Днепропетровск: ИГТМ АН УССР, 1982. – 193 с.

66. А. с. 825999 СССР, МКИ Е 21Д21/00. Анкер для крепления горных выработок [Текст] / Ануфриева В.П., Донец В.А., Штумпф Г.Г. (СССР). – 2579765/22-03; заявл. 13.02.78; опубл. 30.10.79, Бюл. №40.

67. Широков, А.П. Практика и теория применения анкерной крепи. – В сб.: Крепление горных выработок на шахтах Дальнего Востока [Текст] / А.П. Широков. – Прокопьевск: городская типография, 1971. – С.6-51.

68. Siewerski, S. Kotwy Głowicami // Archewum Gornictwa Kwartalnik. – 1980. – №25. – Р. 135-160.

69. Орленко, Л.П. Поведение материалов при интенсивных динамических нагрузках [Текст] / Л.П. Орленко. – М.: Машиностроение, 1964. – 167 с.

70. Волошенко-Климовицкий, Ю.Я. Об измерении предела текучести при ударном растяжении. Проблемы прочности в машиностроении [Текст] / Ю.Я. Волошенко-Климовицкий. – М.: Изд-во АН СССР, 1959. – Вып.3. – С. 122-126.

71. Виноградов, В.В. Разрушение горных пород и прогнозирование проявлений горного давления [Текст] / В.В. Виноградов, В.Т. Глушко. – М.: Недра, 1982. – 214 с.

72. СНИП II-94-80. «Подземные горные выработки» [Текст]. – М.: Стройиздат, 1982. – 30 с.

73. А. с. 796448 СССР, МКИ 21Д 20/00. Способ установки трубчатого анкера [Текст] / Сенцов П.И., Сагалаев Ю.И., Чурсин Б.Н. Андреев А.В. (СССР). – 2740224/22-03; заявл. 22.03.79; опубл. 1981, Бюл. №2.

74. А. с. 969903 СССР, МКИЕ 21Д 20/00. Способ упрочнения породного массива вокруг выработки [Текст] / Ин-т ВостНИИ; Авт. изобр. П.И. Сенцов и А.П. Коршун (СССР). – 3267529/22-3; заявл. 01.04.81; опубл. 1982, Бюл. №40.

75. Скрамтаев, Б.Г. и др. Строительные материалы [Текст] / Б.Г. Скрамтаев. – М.: Госиздат. Литературы по строительным материалам, 1953. – 643 с.

76. Писаренко, Г.С. Сопротивление материалов [Текст] / Г.С. Писаренко, В.А. Агарев, А.Л. Квитка и др. – К.: Вища школа, 1979. – 185 с.

77. Любошиц, М.И. Справочник по сопротивлению материалов [Текст] / М.И. Любошиц, Г.М. Ицкович. – Минск: Высшая школа, 1969. – С. 351-354.

78. Симанович, Г.А. Управление режимами взаимодействия породного массива с крепью горных выработок на основе регулирования ее деформационно-силовой характеристикой [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / Г.А. Симанович. – Днепропетровск: ИГТМ НАН Украины, 1993. – 408 с.

79. Тулуб, С.Б. Підвищення стійкості підготовчих виробок з підшовою, що здійснюється, в умовах шахт Західного Донбасу [Текст] / С.Б. Тулуб // Науковий вісник НГУ. – 2003. – №1. – С. 49-50.

80. Фесенко, Э.В. Прогноз и закономерности пучения слоистых пород почвы горных выработок [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Э.В. Фесенко. – Днепропетровск: НГУ. – 2006. – 187 с.

81. Шестаков, Г.П. Влияние структурно-геологических особенностей на определение напряжений и устойчивости почвы горных выработок шахт Донбасса [Текст] / Г.П. Шестаков // В сб. научн. тр.: Приложение результатов полей напряжений к решению задач горного дела и инженерной геологии. – Апатиты: городская типография. – 1985. – С. 100-104.

82. Разработка технического решения по скоростному проведению квершлага в крепких породах на шахте «Должанская-Капитальная» [Текст]: отчет о НИР / НГУ; рук. В.И. Бондаренко. – №308/1-06/010173. – 2007. – 55 с.

83. Черняк, И.Л. Управление горным давлением в подготовительных выработках глубоких шахт [Текст] / И.Л. Черняк, Ю.И. Бурчаков. – М.: Недра, 1984. – 304с.

84. Якоби, О. Практика управления горным давлением [Текст] / О. Якоби. – М.: Недра, 1987. – 556 с.

85. Борисов, А.А. Механика горных пород и массивов [Текст] / А.А. Борисов. – М.: Недра, 1980. – 360 с.
86. Фисенко, Г.Л. Предельное состояние горных пород вокруг выработок [Текст] / Г.Л. Фисенко. – М.: Недра, 1976. – 212 с.
87. Черняк, И.Л. Предотвращение пучения почвы горных выработок [Текст] / И.Л. Черняк. – М.: Недра, 1973. – 237 с.
88. КД 12.01.01. 501–98. Система забезпечення надійного та безпечного функціонування гірничих виробок із анкерним кріпленням. Загальні технічні вимоги [Текст]. – К.: Мінвуглепром України, 1998. – 53 с.
89. КД 12.01.01. 502–98. Система забезпечення надійного та безпечного функціонування гірничих виробок із анкерним кріпленням. Загальні технічні вимоги [Текст]. – К.: Мінвуглепром України, 1998. – 20 с.
90. Бондаренко, В.И. Геомеханика взаимодействия анкерной и рамной крепей горных выработок в единой грузонесущей системе [Текст] / В.И.Бондаренко, Ю.Я. Чередниченко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.В. Вивчаренко, В.В. Фомичев. – Днепропетровск: ТОВ «ЛізуновПрес», 2010. – 174 с.
91. Булат, А.Ф. Опорно-анкерное крепление горных выработок угольных шахт [Текст] / А.Ф. Булат, В.В. Виноградов. – Днепропетровск: ИГТМ НАН Украины, 2002. – 372 с.
92. Ильин, А.И. Охрана подготовительных выработок [Текст] / А.И. Ильин, Н.А. Николенко, В.М. Теросипов // <http://fgtu.donntu.edu.ua/fm/1998-2/11.html>.
93. Борзых, А.Ф. Поэтапное проведение и поддержание прилегающей к лаве выработки [Текст] / А.Ф. Борзых, В.И. Лиликович, А.И. Рачев // Уголь Украины. – 2002. – №7. – С.20-21.
94. Ильин, А.И. Шахтные специальные крепи из породных стоек [Текст] / А.И. Ильин, В.М. Теросипов, С.А. Баранов // Уголь Украины. – 2003. – №3. – С. 14-15.
95. Шпрут, Ф. К вопросу об околострековых полосах [Текст] / Ф. Шпрут // Глюкауф. – 1966. – №6. – С.1-6.
96. Генте, М. Возведение околострековых полос из гидравлических вяжущих материалов [Текст] / М. Генте // Глюкауф. – 1970. – №2. – С. 13-24.
97. Каммер, В. Жесткие околострековые полосы увеличивают полезное сечение штреков [Текст] / В. Каммер // Глюкауф. – 1972. – №22. – С. 25-28.
98. Баклашов, И.В. Конструкции и расчет крепей и обделок [Текст] / И.В. Баклашов, О.В. Тимофеев. – М.: Недра, 1979. – 263 с.
99. Медяник, В.Ю. Обоснование параметров способа охраны подготовительных выработок при комбинированной системе разработки пологих пластов на больших глубинах [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.Ю. Медяник; [НГУ]. – Днепропетровск, 2005. – 17 с.
100. Лозовский, С.П. Обоснование параметров способа повышения устойчивости подготовительных выработок с пучащей почвой в зоне влияния очистных работ [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / С.П. Лозовский; [НГУ]. – Днепропетровск, 2004. – 16 с.

101. Бондаренко, В.И. Охрана подготовительных выработок при бурош-нековой выемке угольных пластов [Текст] / В.И.Бондаренко, Г.А. Симанович, И.А. Ковалевская, А.Г.Дунаев. – Днепропетровск: Системные технологии, 2001. – 189 с.

102. Джапаридзе, Л.А. Расчет металлической крепи горных выработок [Текст] / Л.А. Джапаридзе. – М.: Недра, 1975. – 189 с.

103. Симанович, Г.А. Исследование особенностей формирования зоны шарнирно-блокового сдвижения надугольной толщй пород в окрестности выработки [Текст] / Г.А. Симанович, И.А. Ковалевская, А.И. Коваль // Матер. междун. научно-практ. конф. «Школа подземной разработки». – Днепропетровск: НГУ, 2007. – С. 54-59.

104. Цимбаревич, П.М. Механика горных пород [Текст] / П.М. Цимбаревич. – М.: Углетехиздат, 1948. – 183 с.

105. Бондаренко, В.И. Геомеханика взаимодействия элементов системы «породный массив-выемочная выработка-охранная конструкция» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.И Коваль. – Днепропетровск: «Системные технологии», 2007. – 209 с.

106. Бажин, Н.П. Охрана подготовительных выработок без целиков [Текст] / Н.П. Бажин, В.В. Райский. – М.: Недра, 1975. – 287 с.

107. Руппнейт, К.В. Давление и смещение горных пород в лавах пологопадающих пластов [Текст] / К.В. Руппнейт. – М.: Углетехиздат, 1957. – 222 с.

108. Борисов, А.А. Расчет горного давления в лавах пологих пластов [Текст] / А.А. Борисов. – М.: Недра, 1964. – 267 с.

109. Акимов, А.Г. Сдвигение горных пород при подземной разработке угольных и сланцевых месторождений [Текст] / А.Г. Акимов, В.Н. Земисов, Н.Н. Кацнельсон и др. – М.: Недра, 1970. – 224 с.

110. Заря, Н.М. Схема механизма сдвижения толщй пород при выемке пологих пластов угля одиночной лавой [Текст] / Н.М. Заря, Ф.И. Музафаров // Уголь Украины. – 1966. – №12. – С.9-12

111. Зборщик, М.П. Механизм сдвижений пород надрабатываемой толщй при отработке пологих пластов на глубоких горизонтах [Текст] / М.П. Зборщик // В респ. межвед. науч. – техн. сб.: Разработка месторождений полезных ископаемых. – 1984. – Вып. 67. – С. 89-94.

112. Зборщик, М.П. Определение опорного давления в толще пород при разработке свиты пологих пластов [Текст] / М.П. Зборщик, А.И. Костоманов // В респ. межвед. науч.- техн. сб.: Разработка месторождений полезных ископаемых. – 1968. – Вып.5. – С.9-17.

113. Назимко, В.В. Моделирование горного давления при разном порядке отработки запасов [Текст] / В.В. Назимко // В респ. межвед. науч.- техн. сб.: Разработка месторождений полезных ископаемых. – 1989. – Вып.84. – С. 14-16.

114. Шушков, А.М. Определение размеров зон опорного давления при разработке пологих пластов Донбасса [Текст] / А.М. Шушков, В.Ф. Водянов // В респ. межвед. науч. – техн. сб.: Разработка месторождений полезных ископаемых. – 1976. – Вып. 45. – С.21-24.

115. Пивень, Ю.М. Исследование изменения геомеханического состояния угленосного массива при ведении очистных работ на больших глубинах [Текст] / Ю.М. Пивень, А.С. Гребенкина // Науковий вісник НГУ, 2005. – №12. – С. 35-37.

116. Савостьянов, А.В. Расчет деформаций основной кровли с учетом скорости подвигания очистного забоя [Текст] / А.В. Савостьянов, В.И. Коломийцев // В респ. межвед. науч. – техн. сб.: Разработка месторождений полезных ископаемых. – 1974. – Вып. 35. – С. 16-21.

117. Новикова, Л.В. Экспериментально-аналитический метод расчета проявлений горного давления в подготовительной выработке на участке сопряжения с очистным забоем [Текст] / Л.В. Новикова, В.С. Лесников // Известия Вузов. Горный журнал. – 1986. – №7. – С. 46-48.

118. Зборщик, М.П. Механизм сдвижения пород и перераспределения напряжений вокруг выработок, поддерживаемых в обрушенной и уплотненной толще [Текст] / М.П. Зборщик, В.В. Назимко // В респ. межвед. науч. – техн. сб.: Разработка месторождений полезных ископаемых. – 1986. – Вып. 73. – С. 48-52.

119. Терцаги, К. Инженерная геология [Текст] / К. Терцаги. – Л.-М.: ОНТИ, 1935. – 452 с.

120. Зборщик, М.П. Закономерности горизонтальных сдвижений толщи пород при отработке пологих пластов [Текст] / М.П. Зборщик, В.В. Назимко // Уголь Украины. – 1986. – №5. – С. 18-22.

121. Яворский, В.Н. Обоснование параметров технологии отработки угольных целиков камерами в условиях шахт Западного Донбасса [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / В.Н. Яворский. – Днепропетровск: НГУ, 2000. – 140 с.

122. Руководство по размещению, выбору и расчету крепи и защите подземных горных выработок [Текст]. – М.: Стройиздат, 1980. – 374 с.

123. Глушко, В.Т. Исследование физико-механических свойств горных пород и проявлений горного давления в подготовительных выработках глубоких шахт Донбасса [Текст] / В.Т. Глушко, Н.И. Ваганов, И.С. Кравцов, Б.М. Усаченко. – К.: Наукова думка, 1969. – 72 с.

124. Шмиголь, А.В. Обоснование способа и средств крепления выемочных штреков в условиях шахт Западного Донбасса [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А.В. Шмиголь; [ДГИ]. – Днепропетровск, 1989. – 17 с.

125. Черняк, И.Л. Предотвращение пучения почвы горных выработок [Текст] / И.Л. Черняк. – М.: Недра, 1973. – 237 с.

126. Кириченко, В.Я. Геолого-геомеханическое обоснование параметров способов повышения устойчивости подготовительных выработок на глубоких горизонтах шахт Западного Донбасса [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.Я. Кириченко; [ДГИ]. – Днепропетровск, 1990. – 18 с.

127. Заславский, И.Ю. Повышение устойчивости подготовительных выработок угольных шахт [Текст] / И.Ю. Заславский, В.Ф. Компанец, А.Г. Файвищенко, В.Н. Клещенков. – М.: Недра, 1991. – 235 с.

128. Слесарев, В.Д. Управление горным давлением при разработке угольных пластов Донецкого бассейна [Текст] / В.Д. Слесарев. – М.: Углетехиздат, 1952. – 379 с.

129. Черняк, И.Л. Управление горным давлением в подготовительных выработках глубоких шахт [Текст] / И.Л. Черняк, Ю.И. Бурчаков. – М.: Недра, 1984. – 304 с.

130. Львовский, Е.Н. Статистические методы построения эмпирических формул [Текст] / Е.Н. Львовский. – М.: Высшая школа, 1988. – 239 с.

131. Дрейнер, Н. Прикладной регрессионный анализ [Текст] / Н. Дрейнер, Т. Смит. – М.: Финансы и статистика, 1987. – 355 с.

132. Аффифи, А. Статистический анализ. Подход с использованием ЭВМ [Текст] / А. Аффифи, С. Айзен. – М.: Мир, 1982. – 488 с.



## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	3
Раздел 1. БАЗОВЫЕ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ГЕОМЕХАНИКИ ЧИСЛЕННЫМИ МЕТОДАМИ С ПРИМЕНЕНИЕМ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ .....	6
1    ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ И ЭТАПЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ГЕОМЕХАНИКИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ .....	6
1.1    Основные этапы практической реализации метода конечных элементов .....	6
1.2    Особенности применения конечных элементов и наложения граничных условий .....	8
1.3    Построение сети конечных элементов .....	11
1.4    Факторы, влияющие на точность получаемых результатов методом конечных элементов .....	13
2    ОБОБЩЕННОЕ МАТЕМАТИЧЕСКОЕ ОПИСАНИЕ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ В ЗАДАЧАХ МЕХАНИКИ СПЛОШНОЙ СРЕДЫ .....	16
2.1    Функции формы конечных элементов и матрица жесткости .....	16
2.2    Описание «простых» конечных элементов .....	20
2.3    Задание нагрузки на узлах конечных элементов .....	25
3    КРИТЕРИИ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ МОДЕЛИРОВАНИИ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРЕЩИН В ПОРОДНЫХ СЛОЯХ ГОРНОГО МАССИВА .....	28
3.1    Критическое состояние равновесия .....	28
3.2    Коэффициент интенсивности напряжений .....	30
3.3    Инвариантный энергетический интеграл .....	35
4    МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗВИТИЯ ТРЕЩИН В ПОРОДНЫХ СЛОЯХ ПРИ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКОЙ ПОСТАНОВКЕ ЗАДАЧИ ГЕОМЕХАНИКИ .....	37
4.1    Аппроксимация диаграммы деформирования материала .....	37
4.2    Расчет процесса развития трещин на основе коэффициента интенсивности напряжений .....	40

4.2.1	Определение коэффициентов интенсивности напряжений прямыми методами .....	40
4.2.2	Определение коэффициентов интенсивности напряжений энергетическими методами .....	45
5	ФОРМИРОВАНИЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ» ДЛЯ УСЛОВИЙ РАСЧЕТА НДС СОПРЯЖЕНИЯ ПОДГОТОВИТЕЛЬНОЙ ВЫРАБОТКИ И ОЧИСТНОГО ЗАБОЯ С УЧЕТОМ ОБРУШЕНИЯ КРОВЛИ .....	48
5.1	Построение конечно-элементной модели расчетной области системы «горный массив-крепь выработки» .....	49
5.2	Особенности решения упруго-пластической задачи с учетом реологических свойств материалов .....	54
5.3	Применение механики разрушения при анализе НДС сопряжения горных выработок с учетом обрушения кровли очистного забоя .....	56
	Выводы .....	58
	Раздел 2. ИССЛЕДОВАНИЕ СИСТЕМЫ «МАССИВ-КРЕПЬ-ОХРАНА ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК» НА ГЛУБОКИХ ГОРИЗОНТАХ (500 м < H < 1000 м) РАЗРАБОТКИ ПОЛОГИХ ПЛАСТОВ .....	59
6	ПОСТРОЕНИЕ МОДЕЛИ СТРУКТУРЫ И ОБОСНОВАНИЕ СВОЙСТВ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕГО ПОРОДНОГО МАССИВА В ОКРЕСТНОСТИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ .....	59
6.1	Методология обоснования параметров модели вычислительного эксперимента системы «горный массив-охранная конструкция-комбинированная крепь» .....	59
6.2	Обоснование структуры углевлмещающей породной толщи в окрестности выемочной выработки .....	60
6.3	Обоснование механических характеристик породных слоев и угольных пластов по полной диаграмме их деформирования .....	62
6.4	Обоснование размеров геомеханической модели системы «горный массив-охранная конструкция-крепь» .....	64
6.5	Обоснование структуры и механических характеристик модели подработанного массива позади лавы .....	67

---

7	ПОСТРОЕНИЕ МОДЕЛИ КРЕПИ И ОХРАННОЙ КОНСТРУКЦИИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ .....	70
7.1	Сравнительный расчет эффективности применения в выемочных выработках рамных крепей с податливой и жесткой рабочими характеристиками .....	70
7.2	Обоснование параметров модели крепи шатровой податливой с удлиненными стойками (КШПУ) .....	72
7.3	Обоснование модели замка податливости рамной крепи КШПУ .....	73
7.4	Обоснование модели анкеров и схемы их расположения .....	76
7.5	Обоснование параметров охранной конструкции выемочной выработки .....	77
7.6	Тестирование модели на адекватность реальному объекту .....	80
	Выводы .....	82
8	ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ-НЕЗАМКНУТАЯ КРЕПЬ КШПУ С АНКЕРАМИ» .....	84
8.1	Анализ напряженно-деформированного состояния углевмещающего породного массива .....	84
8.2	Особенности формирования поля напряжений в приконтурном породном массиве выемочной выработки .....	88
8.3	Исследование и анализ напряженного состояния комбинированной крепи выемочной выработки .....	92
8.3.1	Рамная крепь КШПУ .....	92
8.3.2	Анкерная крепь .....	95
8.4	Анализ состояния охранной конструкции .....	96
8.5	Рекомендации по поддержанию 5-го южного конвейерного штрека блока №10 шахты «Красноармейская-Западная №1» .....	98
	Выводы .....	100
9	ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС СИСТЕМЫ «ГОРНЫЙ МАССИВ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ- ЗАМКНУТАЯ КРЕПЬ С АНКЕРАМИ» .....	102

9.1	Анализируемые конструкции замкнутых комбинированных крепей выемочных штреков .....	102
9.2	Анализ НДС углевмещающего породного массива вблизи выемочной выработки .....	103
9.3	Исследование напряженного состояния грузонесущих элементов комбинированных крепей в составе замкнутых рам и анкеров .....	110
9.3.1	Замкнутые рамные крепи КШПУ с обратным сводом и кольцевая КМК-4 .....	110
9.3.2	Анкерная крепь .....	115
9.4	Анализ напряженного состояния охранной конструкции .....	117
	Выводы .....	121
10	ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ТРЕЩИНОВАТОГО УГЛЕВМЕЩАЮЩЕГО ПОРОДНОГО МАССИВА В ОКРЕСТНОСТИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ .....	122
10.1	Горнотехнические и горно-геологические данные по шахте «Должанская-Капитальная» .....	122
10.2	Общие положения построения модели вычислительного эксперимента .....	128
10.3	Исследование НДС трещиноватого породного массива в окрестности выемочной выработки .....	129
10.3.1	Исследование НДС пород кровли выработки .....	129
10.3.2	Исследование НДС пород в боках выработки .....	131
10.3.3	Исследование НДС пород почвы выработки .....	132
	Выводы .....	133
	Раздел 3. ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС СИСТЕМЫ «ТРЕЩИНОВАТЫЕ ПОРОДЫ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ» НА СВЕРХГЛУБОКИХ ГОРИЗОНТАХ ( $H > 1000$ м) РАЗРАБОТКИ ПОЛОГИХ ПЛАСТОВ .....	135
11	ПОСТРОЕНИЕ И ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА СИСТЕМЫ «ТРЕЩИНОВАТЫЕ ПОРОДЫ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ» .....	135
11.1	Горнотехнические и горно-геологические данные по шахте «Красный Партизан» .....	135
11.2	Геомеханические и горнотехнические факторы, обязательные к учету при оценке устойчивости системы «трещиноватые породы-крепь выработки» .....	141

11.3	Обоснование геомеханических параметров системы «трещиноватые породы-крепь выработки» .....	142
11.4	Тестирование модели вычислительного эксперимента .....	147
	Выводы .....	148
12	ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ГОРНОГО МАССИВА И ВЫЯВЛЕНИЕ ЗОН ПРОГНОЗИРУЕМОГО ВЫВАЛООБРАЗОВАНИЯ .....	150
12.1	Исследование НДС пород кровли 75-го восточного конвейерного штрека .....	150
12.2	Исследование НДС пород в боках выемочного штрека .....	153
12.3	Исследование НДС пород почвы выемочного штрека .....	155
12.4	Исследование НДС рамной крепи выемочного штрека .....	156
	Выводы .....	157
13	УТОЧНЕНИЕ ЗОН ВЫВАЛООБРАЗОВАНИЯ ПОРОД В КРОВЛЕ ВЫРАБОТКИ И РАЗУПРОЧНЕНИЯ ПОРОД ПОЧВЫ ПО ФАКТОРАМ МАКСИМАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И КРИТИЧЕСКИХ НАПРЯЖЕНИЙ .....	159
13.1	Определение размеров зон нарушенных пород вокруг выемочного штрека .....	159
13.2	Прогноз перемещений породного контура выемочного штрека .....	161
13.3	Области критических напряжений в рамной крепи .....	162
	Выводы .....	163
14	ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ СТЕПЕНИ ТРЕЩИНОВАТОСТИ НА НДС ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД НЕЗАКРЕПЛЕННОЙ ВЫРАБОТКИ .....	165
14.1	Построение модели вычислительного эксперимента .....	165
14.2	Исследование и анализ НДС пород кровли незакрепленной выработки .....	166
14.3	Исследование и анализ НДС породных боков незакрепленной выработки .....	169
14.4	Исследование и анализ НДС пород почвы незакрепленной выработки .....	173
15	НАПРАВЛЕНИЯ СНИЖЕНИЯ ВЫВАЛООБРАЗОВАНИЯ В ПРОХОДЧЕСКИХ ЗАБОЯХ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК .....	176
15.1	Мероприятия по предотвращению вывалообразований выработки .....	176

15.2	Анализ схем взаимодействия породного массива с анкерной крепью .....	177
15.3	Анализ теоретических предпосылок в конструировании анкерной крепи .....	180
15.4	Разработка конструкции и технологии установки трубчатого анкера ТА1 .....	183
15.5	Особенности процесса силового взаимодействия существующих конструкций трубчатых анкеров со слабыми и сильнотрециноватыми породами .....	186
16	ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ВОЗДУХОПОДАЮЩЕГО ШТРЕКА ГОРИЗОНТА 1200 М ШАХТЫ «КРАСНЫ ПАРТИЗАН» .....	191
16.1	Горнотехнические условия поддержания воздухоподающего штрека .....	191
16.2	Построение и тестирование геомеханической модели вычислительного эксперимента .....	192
16.3	Исследование НДС пород кровли и боков воздухоподающего штрека .....	200
16.4	Исследование НДС пород почвы и рамной крепи воздухоподающего штрека .....	204
16.4.1	Исследование НДС пород почвы .....	204
16.4.2	Исследование НДС рамной крепи .....	207
	Выводы .....	209
16.5	Анализ исследований НДС вмещающих воздухоподающий штрек пород и его крепи .....	211
16.5.1	Анализ геомеханических процессов в окрестности штрека .....	211
16.5.2	Рекомендации по повышению устойчивости воздухоподающего штрека и вновь проводимых выработок .....	216
	Раздел 4. ИССЛЕДОВАНИЕ СИСТЕМЫ «МАССИВ-КРЕПЬ-ОХРАНА ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК» НА СРЕДНИХ ГЛУБИНАХ ( $100 \text{ м} < H < 500 \text{ м}$ ) РАЗРАБОТКИ ПОЛОГИХ ПЛАСТОВ .....	221
17	ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ СХЕМЫ КРЕПЛЕНИЯ И ОХРАНЫ ПОВТОРНО ИСПОЛЬЗУЕМОГО КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА ПЛАСТА $m_4^0$ ШАХТЫ «БЕЛИЦКАЯ» .....	221

17.1	Анализ горно-геологических и горнотехнических условий поддержания конвейерного штрека .....	221
17.2	Анализ вариантов схем охраны конвейерного штрека при повторном использовании .....	224
17.3	Обоснование рекомендуемых к исследованию схем крепления и охраны конвейерного штрека при повторном использовании .....	228
17.3.1	Обоснование применения рамно-анкерной крепи .....	229
17.3.2	Обоснование охранной конструкции с переменным по ширине режимом работы .....	234
	Выводы .....	242
18	ПОСТРОЕНИЕ, ОБОСНОВАНИЕ И ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА ПЛАСТА $m_4^0$ .....	244
18.1	Обоснование структуры и механических характеристик углевмещающей толщи пород .....	244
18.2	Обоснование размеров геомеханической модели системы «массив-крепь-охранная конструкция» .....	248
18.3	Обоснование структуры и механических характеристик подработанного породного массива кровли позади лавы .....	250
18.4	Построение модели крепи и охранной конструкции конвейерного штрека .....	251
18.5	Тестирование модели на адекватность реальному объекту .....	255
19	ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИЗ НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «МАССИВ-КРЕПЬ-ОХРАННАЯ КОНСТРУКЦИЯ» КОНВЕЙЕРНОГО ШТРЕКА .....	258
19.1	Исследование НДС приконтурного массива пород .....	258
19.2	Исследование НДС элементов охранной конструкции переменной жесткости .....	264
19.3	Исследование НДС элементов комбинированной крепи конвейерного штрека .....	268
	Выводы .....	274
	Раздел 5. РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ СХЕМЫ ОХРАНЫ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК ЛИТЫМИ ПОЛОСАМИ .....	278

20	МЕХАНИЗМ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ ВОКРУГ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ, ОХРАНЯЕМОЙ ЛИТОЙ ПОЛОСОЙ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ .....	278
20.1	Этапы деформирования приконтурных пород выемочной выработки .....	278
20.2	Составляющие схемы сдвигения пород надугольной толщи .....	279
20.3	Особенности формирования зоны беспорядочного обрушения пород кровли .....	281
20.4	Особенности силового взаимодействия подработанных пород зоны шарнирно-блокового перемещения .....	284
20.5	Особенности нагружения крепи и охранной полосы с разгрузочной полостью .....	291
	Выводы .....	294
21	ПОСТРОЕНИЕ, ОБОСНОВАНИЕ И ТЕСТИРОВАНИЕ МОДЕЛИ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ, ОХРАНЯЕМОЙ ЛИТОЙ ПОЛОСОЙ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ .....	296
21.1	Обоснование исходных геомеханических и горнотехнических параметров модели .....	296
21.2	Тестирование модели на адекватность реальным условиям объекта исследований .....	302
22	ЗАКОНОМЕРНОСТИ ВЛИЯНИЯ ПАРАМЕТРОВ УГОЛЬНОГО ПЛАСТА НА НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ-ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА» .....	308
22.1	Общие положения .....	308
22.2	Влияние на НДС системы мощности угольного пласта .....	310
22.3	Влияние на НДС системы деформационных характеристик угольного пласта .....	316
	Выводы .....	320
23	ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРЫ ПОРОД НАДУГОЛЬНОЙ ТОЛЩИ НА НДС СИСТЕМЫ .....	321
23.1	Общие положения .....	321
23.2	Тенденции изменения компонент напряжений в системе в зависимости от структуры надугольной толщи пород .....	322



23.3	Оценка структуры зоны шарнирно-блокового сдвижения породных слоев надугольной толщи .....	329
	Выводы .....	332
24	СВЯЗЬ НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ-ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА» С ЕЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ .....	333
24.1	Алгоритм проведения исследований .....	333
24.2	Влияние деформационных характеристик породных слоев надугольной толщи на НДС системы .....	336
24.2.1	Исследование напряжений в породных слоях углевмещающей толщи .....	336
24.2.2	Особенности формирования зоны шарнирно-блокового сдвижения в породах надугольной толщи .....	340
24.2.3	Исследование напряжений в литой полосе с разгрузочной полостью .....	348
24.2.4	Исследование напряжений в рамной крепи .....	351
	Выводы .....	353
25	ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ ГЛУБИНЫ РАЗРАБОТКИ УГОЛЬНЫХ ПЛАСТОВ НА НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ-ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА» .....	354
25.1	Исследование напряжений в породных слоях углевмещающей толщи .....	354
25.2	Исследование напряжений в литой полосе с разгрузочной полостью .....	359
25.3	Исследование напряжений в рамной крепи .....	361
26	ВЛИЯНИЕ ПАРАМЕТРОВ ЗОНЫ ЗАПРЕДЕЛЬНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД ВОКРУГ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ НА ФОРМИРОВАНИЕ НАГРУЗКИ НА КРЕПЬ И ЛИТУЮ ПОЛОСУ .....	363
26.1	Методические особенности проведения исследований .....	363
26.2	Влияние размеров области нарушенных пород на НДС вокруг выемочной выработки .....	366
26.2.1	Исследование напряжений в породных слоях углевмещающей толщи .....	366
26.2.2	Исследование напряжений в литой полосе с разгрузочной полостью .....	370

26.2.3	Исследование напряжений в рамной крепи .....	371
26.3	Влияние геометрических и деформационных параметров зоны запредельного деформирования пород на НДС системы .....	373
27	КОРРЕЛЯЦИОННАЯ СВЯЗЬ НДС СИСТЕМЫ «ПОРОДНЫЙ МАССИВ-ВЫЕМОЧНАЯ ВЫРАБОТКА-ЛИТАЯ ПОЛОСА» С ЕЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ .....	376
28	АНАЛИЗ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ВЛИЯНИЯ НА НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ ПАРАМЕТРОВ ЛИТОЙ ПОЛОСЫ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ .....	378
28.1	Общие положения проведения исследований .....	378
28.2	Закономерности изменения НДС литой полосы при регулировании параметров разгрузочной полости .....	381
28.3	Закономерности изменения НДС породной бермы выемочной выработки .....	385
28.4	Закономерности изменения НДС рамной крепи при регулировании параметров литой полосы .....	388
29	ОПТИМИЗАЦИЯ НДС СИСТЕМЫ И АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ ЛИТОЙ ПОЛОСЫ С РАЗГРУЗОЧНОЙ ПОЛОСТЬЮ .....	398
29.1	Обоснование комплекса критериев оптимизации НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса» .....	398
29.2	Алгоритм расчетов параметров литой полосы с разгрузочной полостью .....	401
	Выводы .....	403
	ПЕРЕЧЕНЬ ССЫЛОК .....	407
	СОДЕРЖАНИЕ .....	416

Наукове видання

**Бондаренко Володимир Ілліч  
Ковалевська Ірина Анатоліївна  
Симанович Геннадій Анатолійович  
Коваль Олександр Іванович  
Фомичов Вадим Володимирович**

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ  
СТІЙКОСТІ ВИІМКОВИХ ВИРОБОК,  
ЯКІ ПОВТОРНО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ,  
НА ПОЛОГИХ ПЛАСТАХ ДОНБАСУ**

Монографія

Російською мовою

Підписано до друку 27.06.2012. Формат 70/100 1/16.  
Папір офсет. Друк офсетний. Ум. друк. арк. 23,93.  
Тираж 300 прим. Замовлення № 270612.

Видавництво ТОВ «ЛізуновПрес»  
49127, м. Дніпропетровськ, вул. Н. Данченка, 30/166  
Свідоцтво ДК № 3597 від 06.10.2009 р.

ISBN 978-966-2575-09-5



9 789662 575095 >



**БОНДАРЕНКО Владимир Ильич**  
заведующий кафедрой подземной  
разработки месторождений  
Национального горного университета,  
доктор технических наук, профессор,  
заслуженный деятель науки и техники,  
лауреат Государственной премии  
Украины в области науки и техники.

**КОВАЛЕВСКАЯ Ирина Анатольевна**  
профессор кафедры подземной  
разработки месторождений  
Национального горного университета,  
доктор технических наук, лауреат  
Государственной премии Украины  
в области науки и техники.



**СИМАНОВИЧ Геннадий Анатольевич**  
профессор кафедры подземной  
разработки месторождений  
Национального горного университета,  
доктор технических наук.

**КОВАЛЬ Александр Иванович**  
Генеральный директор  
ООО «ДТЕК Свердловантрацит»,  
кандидат технических наук.



**ФОМИЧЕВ Вадим Владимирович**  
кандидат технических наук,  
доцент кафедры подземной  
разработки месторождений НГУ.