

A musical staff with a treble clef, a common time signature, and a key signature of one sharp. It contains 11 measures of music with various notes and rests.

СИБИРСКИЕ ЗАДАЧИ ДЛЯ УЧАЩИХСЯ МАСТЕРОВ ПРИДУ МОСКОД

Государственный научно-исследовательский институт
горной геомеханики и маркшейдерского дела –
Межотраслевой научный центр ВНИМИ

А.Г.ОЛОВЯННЫЙ

**НЕКОТОРЫЕ ЗАДАЧИ
МЕХАНИКИ МАССИВОВ
ГОРНЫХ ПОРОД**

САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
2003

УДК 624.121
ББК 22.251 + 38.78
О53

Монография посвящена методам математического моделирования механических процессов в массивах горных пород, позволяющим учитывать свойства дискретности, анизотропии, неоднородности и обводненности таких сред. Приведены способы решения задач для массивов пород, трещиноватых и ориентированно разрушающихся от влияния горных выработок, с учетом технологической последовательности проходки. Рассмотрены некоторые вопросы геодинамической безопасности вблизи геологических разломов и постановка гидрогеомеханических задач.

Книга рассчитана на научных работников, инженеров и аспирантов, специализирующихся в области механики горных пород. Она может быть полезна научным сотрудникам, занимающимся проблемами моделирования грунтовых и скальных массивов в строительстве и гидростроительстве.

Оловянный А. Г.

О53 Некоторые задачи механики массивов горных пород / А. Г. Оловянный, ФГУП «Межотраслевой научный центр» ВНИМИ, ООО «Стресс» СПб, 2003 234 с

ISBN 5-89319-080-7

УДК 624.121
ББК 22.251 + 38.78

О53

ISBN 5-89319-080-7

© ТОО «Стресс», 2003
© Межотраслевой научный центр
ВНИМИ, 2003
© А. Г. Оловянный, 2003

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время признано, что поведение массива пород в целом определяется прежде всего дефектами в его структуре, поэтому принято различать два понятия [11]: скальная монолитная порода, т.е. отдельный кусок кристаллической породы, и скальный массив пород – блоки (совокупность) скальной породы, пронизанные трещинами и другими нарушениями.

Массивы горных пород (в зарубежной литературе их обычно называют скальными массивами) "...являются дискретными, анизотропными, неоднородными средами, обладающими к тому же начальным напряженным состоянием, и потому к ним не всегда применимы законы механики сплошных тел и механики грунтов, что достаточно убедительно показано в этой книге". Эти слова Э.Г. Газиева – редактора перевода на русский язык монографии известных зарубежных авторов [11] – свидетельствуют об ограниченности возможностей современных методов математического моделирования процессов в массивах горных пород. Тем не менее при математическом моделировании процессов, протекающих в массивах горных пород в результате техногенных воздействий, используются, главным образом, методы механики сплошной среды.

Наиболее разработанным средством механики сплошной среды, который нашел широкое распространение при решении задач горного давления [2, 22, 68 и др.], является метод конечных элементов (МКЭ).

Учет отдельных нарушений принципиально возможен как учет структурных элементов неоднородности [12] или с помощью специальных контактных элементов [11, 71]. Для блочных массивов

разработан метод граничных элементов, который позволяет описывать различные условия на границах блоков [23]. Части массива с плоскими дефектами могут описываться как сплошная среда с анизотропными прочностными и деформационными свойствами [12].

Однако перечисленные способы не могут удовлетворить требованиям науки и инженерной практики, предъявляемым к описанию свойств и поведения реальных массивов горных пород при математическом моделировании, что и выражено в приведенных словах Э.Г. Газиева.

При обосновании математической модели возникают три важнейшие проблемы схематизации:

- структурно-геометрическое описание массива пород с определением его основных элементов и представлением их в пространстве рассматриваемого объема;

- аналитическое описание физико-механических закономерностей деформирования и разрушения блочных массивов пород, а для водонасыщенных массивов, кроме того, – математическое представление взаимосвязи геомеханических и гидродинамических процессов;

- постановка и методы решения краевых задач, обеспечивающие адекватность режима нагружения с учетом начального состояния и технологических факторов.

Решение первой задачи (создание модели структурно-геометрического состояния массива), прежде всего, – геологическая проблема. При математическом моделировании выделяются отдельные объекты, соответствующие геологическим представлениям (как правило, приближенным), которые описываются в виде геометрических образов поверхностей и объемов с заданными особенностями физико-механических (деформационных, прочностных и фильтрационных) свойств. Как отдельные объекты могут быть выделены слои или области разных типов пород, геологические нарушения, рассматриваемые как плоскости разрыва, и т.п.

Части массива, рассматриваемые как однородные, как правило, разбиты трещинами, и их деформирование и разрушение происходит, главным образом, по существующим в них дефектам (трещинам). Можно говорить о подобии процессов деформирования и

разрушения, протекающих на уровне региональных геологических нарушений и в малых объемах, однако получить результаты математического моделирования, адекватные реальным процессам, можно, только учитывая несколько структурных уровней. Моделирование процессов в трещиноватых и слоистых средах представляет собой сложную, не решенную до конца проблему.

Выбор моделей механического состояния, точность задания свойств пород (параметров моделей) существенно влияет на результаты моделирования. В отдельных случаях, в зависимости от решаемой задачи, достаточная точность может быть получена в упругих решениях, пренебрегающих нелинейными свойствами пород, в других случаях необходимо учитывать нелинейные свойства пластичности, ползучести и хрупкого разрушения. «Важно подчеркнуть при этом, что, имея приложения для инженерной горной практики, механика горных пород не стремится к получению точных решений, тем более что по отношению к такому неоднородному объекту, как горные породы, это было бы невозможно» [63, с.11]. Здесь речь идет о количественной точности решений; прогноз явлений на качественном уровне и предрасчет основных параметров процессов является важнейшим требованием к механике горных пород со стороны инженерной практики.

Важнейшей особенностью массивов горных пород является фактор начального напряженно-деформированного состояния, который в значительной степени определяет механические воздействия на него при инженерной деятельности в недрах земли. Методы математического моделирования, постановка краевых задач механики могут учитывать эти факторы в большей или меньшей мере.

Целью настоящей работы является расширение круга задач горного давления, решаемых методами механики сплошной среды, в том числе и на те случаи, когда, по мнению авторов упомянутой книги [11], эти методы не годятся. В некоторой степени поставленная цель достигается за счет совершенствования методов описания деформационных и прочностных свойств горных пород и уточнения методов решения задач в части их постановки и задания граничных условий.

В современной литературе, посвященной вопросам горного давления, влиянию подземных вод на напряженно-деформированное

состояние массива, на наш взгляд, уделяется недостаточно внимания. Эта проблема особенно актуальна для исследования процессов на угольных шахтах, как действующих, так и ликвидируемых с полным или частичным их затоплением. Развитие способов гидрогеомеханического анализа процессов в массивах горных пород актуально для задач устойчивости бортов карьеров и для проблем, возникающих при нефтедобыче и при отработке каменной соли методом подземного растворения.

Основной целью работы является разработка методов математического моделирования, позволяющих решать задачи деформирования и разрушения трещиноватого массива горных пород, в том числе и в водонасыщенных массивах. Важнейшей частью предложенных методов является механическая модель, описывающая все наиболее важные процессы деформирования и разрушения горных пород. В связи с этим следует упомянуть о так называемом парадоксе математического моделирования, суть которого заключается в том, что «усложнение модели направлено на повышение ее адекватности. Однако одновременно с этим увеличивается и степень ее неопределенности, поскольку для многофакторной модели значительно возрастают требования к достоверности параметрического обеспечения. Усложнение модели – не гарантия получения на выходе более точного результата» [5]. Действительно, усложнение модели не гарантирует более точных результатов математического моделирования, но, с другой стороны, иных способов добиваться этого не существует.

Разрабатываемые здесь способы решения задач для трещиноватых и блочных массивов горных пород основаны на использовании методов механики сплошной среды. Закономерности деформирования блочного массива пород с любым количеством систем трещин, обладающих различными свойствами, описываются с помощью модели анизотропной среды, а применение феноменологической модели механического состояния обеспечивает возможность анализировать процессы разрушения и нелинейного деформирования трещиноватого массива горных пород.

Математическое моделирование занимает все большее место при решении геомеханических проблем, возникающих при разработке полезных ископаемых подземным и открытым способами, при

строительстве и эксплуатации подземных сооружений. Постановка и методы решения линейных и нелинейных задач, развитие способов описания структурных особенностей породных массивов, условий их разрушения и поведения при техногенных воздействиях, развитие методов решения геомеханических и гидрогеомеханических задач – таков круг теоретических проблем механики горных пород, рассмотренных в работе.

Предлагаемые в работе методы и пути решения задач горного давления в линейно и нелинейно деформирующихся и разрушающихся трещиноватых массивах пород нашли применение при решении некоторых геомеханических, геодинамических и гидрогеомеханических проблем для угольных шахт, рудников и при подземном растворении соляных залежей.

При изложении общих вопросов постановки и способов решения краевых задач, к которым сводится математическое моделирование геомеханических проблем, использованы язык, приемы и терминология метода конечных элементов. Рассмотренные в работе примеры численного моделирования также выполнены методом конечных элементов.

За доброе внимание к работе, за участие и помощь при выполнении отдельных ее частей автор благодарит сотрудников Межотраслевого научного центра ВНИМИ инженера-исследователя Ю.С. Афанасьева, к.т.н. Ю.Н. Дупака, проф. Ю.М. Карташова, проф. Ю.А. Норватова, к.т.н. В.С. Сидорова, к.т.н. А.Н. Шабарова. Рассмотренные геодинамические задачи решены с участием А.Н. Шабарова, вопросы математического моделирования гидрогеомеханических процессов исследовались совместно с Ю.А. Норватовым. При решении некоторых прикладных задач с использованием развиваемых в работе методов математического моделирования приняли участие к.т.н. А.В. Смирнов, к.т.н. А.В. Кубланов (ТОО «Стресс») и сотрудники ЗАО «Бишофит-Авангард» к.г.-м.н. В.А. Ермаков и Ф. Валькофф.

1. МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТРЕЩИНОВАТОГО МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

1.1. МАССИВ ГОРНЫХ ПОРОД КАК МЕХАНИЧЕСКАЯ СРЕДА

Механические свойства пород в массиве разнятся между собой в широких пределах. При математическом моделировании геомеханических процессов в массивах горных пород применяются механические модели, которые описывают основные физические законы деформирования и разрушения горных пород. Механическая модель идеализирует реальный массив горных пород как механическую среду, обладающую набором свойств, позволяющим анализировать его поведение в заданных условиях, отвлекаясь от всех других свойств, поскольку такой учет принципиально невозможен вследствие их очевидной неисчерпаемости [10].

На характер процессов, протекающих в горных породах вокруг выработок, кроме механических свойств существенное влияние оказывает напряженное состояние. Механические модели, представленные в математической форме, позволяют изучать явления, происходящие в реальном массиве, с учетом возможных условий нагружения в разных его частях. Широко применяются следующие модели массивов горных пород: упругая, вязкоупругая, упруго- и жесткопластическая, вязкоупругопластическая, текучая (вязкая), раздельно-блочная и др. Поведение горных пород зависит от механических свойств и уровня нагрузок, поэтому применение той или иной механической модели, описывающей эти зависимости, позволяет получить новые знания об исследуемом процессе и эти знания с достаточной точностью отражают реальные явления. Выбор модели для массива горных пород обусловлен постановкой инженерной задачи, возможностями и трудностями получения исходной информации и реализации моделирования.

Использование сложных механических моделей, описывающих разнообразные свойства горных пород, не всегда оправдано, поскольку требует большого количества данных для получения их характеристик (параметров). Часто, оставаясь в рамках линейных моделей, учитывающих анизотропию деформационных или прочностных

свойств, можно получить достаточно полное представление о процессах в породных массивах. В некоторых случаях для оценочных расчетов достаточно применение простых моделей линейно деформирующейся среды. С другой стороны применение моделей, учитывающих максимальное количество наблюдаемых свойств, позволяет выявить в расчетах такие эффекты, которые невозможно обнаружить другими способами.

Математическое моделирование процессов деформирования сводится к решению системы дифференциальных уравнений механики сплошной среды, а их численная реализация – к решению систем уравнений. В моделях, учитывающих не только упругие свойства горных пород, системы уравнений нелинейные. Решение таких уравнений осуществляется методом последовательных приближений по шагам. Реализация решения нелинейных уравнений привносит свои трудности и погрешности. Сутью математического моделирования является линеаризация и решение механических уравнений состояния модели среды, имитирующей важнейшие признаки реального массива горных пород. Упругая модель есть первое линейное приближение к механическому состоянию реальной среды, которое лишь в некоторых случаях дает достаточные по точности результаты для анализа влияния различных факторов и принятия инженерных решений.

1.2. МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАССИВА ТРЕЩИНОВАТЫХ ГОРНЫХ ПОРОД

Совокупность трещин и контактов слоев пород в массиве образуют пространственную структуру (ослабляющую решетку), в значительной мере определяющую поведение деформирующихся массива и его элементов вокруг горных выработок. Если отдельные блоки внутри решетки можно считать однородными и упругими, то для описания конгломерата этих блоков вместе с решеткой необходимы специальные способы.

При решении задач деформирования и оценки устойчивости элементов трещиноватого и слоистого массива пород методами механики сплошной среды часто используют модель анизотропной среды

[11, 55]. Способы определения модулей упругости анизотропной среды для трещиноватых пород основаны на представлении, что деформации в значительной мере происходят за счет сближения или отдаления стенок трещин. Вид анизотропии характеризуется наличием осей и поверхностей изотропии. Наиболее распространенным способом описания трещиноватых и слоистых пород являются модели трансверсально-изотропного или ортотропного тела (рис.1.1). Через все точки трансверсально-изотропного тела проходят параллельные плоскости упругой симметрии (плоскости изотропии), в которой все направления являются упруго эквивалентными. Более всего модели трансверсально-изотропного тела соответствуют слоистые структуры (рис.1.1, а).

Ортотропное тело имеет три плоскости упругой симметрии, ориентированные под прямым углом друг к другу. Модели ортотропного тела более всего соответствуют плиточные структуры (рис.1.1, б). Рассматривая горные породы как анизотропную среду, наибольшее значение придают различию деформаций по направлениям вдоль и поперек одной, наиболее важной системы трещин. При этом рассчитывают модули продольной и поперечной деформации, отводя модулям сдвига второстепенную и зависимую от первых двух роль. Полученные значения модулей упругости продольной деформации с учетом анизотропии часто не выходят за пределы точности определяемых в натурных условиях средних значений, а результаты расчетов свидетельствуют о несущественном влиянии анизотропии деформационных свойств пород на напряженно-дефор-

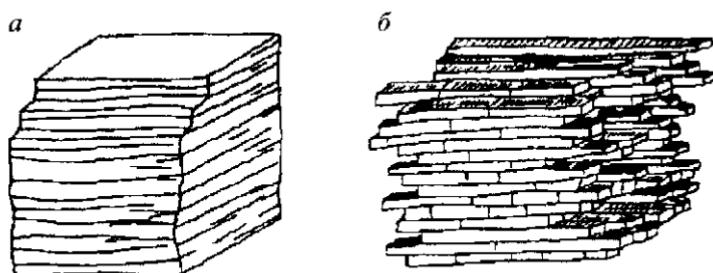


Рис 1.1 Структуры трещиноватых пород. а – слоистая; б – плиточная

мированное состояние массива пород [31]. Приближенный характер линейно-упругой модели массива пород с учетом анизотропии по направлениям часто не обеспечивает удовлетворительных результатов даже на качественном уровне. Например, моделирование сдвига подработанного массива такой анизотропной средой не позволяет воспроизвести наблюдаемые закономерности деформирования земной поверхности. На наш взгляд, это следствие погрешности используемой модели эквивалентной среды, в которой определяющим фактором служит различие деформационных свойств по направлениям при сжатии (растяжении) монолитного блока и трещины, а влияние пространственной решетки трещин и ослабленных контактов на сопротивление сдвигу по этим поверхностям недооценивается.

Часто системы трещин пересекаются не под прямыми углами, образуя системы наклонных призматических (блочных) структур, деформационные свойства которых не могут быть описаны с помощью модели ортотропного тела. Способы описания деформационных свойств блочных структур с неортогональными системами поверхностей ослаблений методами механики сплошной среды в настоящее время не разработаны.

На наш взгляд, главное свойство систем поверхностей ослабления заключается в том, что сдвиговая жесткость блочного массива по плоскостям решетки отличается от сдвиговой жесткости изотропного тела и проявляется гораздо существеннее, чем жесткость при сжатии по разным направлениям. Иначе говоря, массив горных пород подобно пачке листов бумаги, обладая достаточно высокой жесткостью при сжатии вдоль и поперек слоистости, относительно легко изгибается из-за пониженной жесткости на сдвиг по контактам слоев и трещинам. Это свойство проявляется при деформировании массивов горных пород в зонах влияния горных выработок даже в рамках упругого деформирования.

Напряжения и деформации в декартовой системе координат по закону Гука связаны между собой соотношениями, которые в матричной форме имеют вид

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (1.1)$$

где $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T$ и $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}^T$ – столбцы компонентов напряжений и деформаций;

$$[D] = \begin{bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix}; \quad (1.2)$$

E и ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона; $G = E / [2(1+\nu)]$ – модуль сдвига.

Горные породы с хаотической трещиноватостью описываются уравнениями для линейно деформирующейся среды (1.1), в которых модуль упругости определяется с учетом параметров трещин. Исследуя различные случаи распределения систем трещин, К.В. Руппенейт [55] получил зависимость приведенного модуля упругости от модуля упругости основной породы и параметров хаотических систем трещин:

$$E = E_1 \left(1 + \frac{5}{8} n \eta \right)^{-1}, \quad (1.3)$$

где E_1 – модуль упругости пород в куске; n – число систем трещин, $n > 3$; η – характеристика податливости трещин, $\eta = \bar{\delta} / (\zeta \bar{h})$; $\bar{\delta}$ – средняя ширина раскрытия трещин; \bar{h} – средняя протяженность не нарушенного материала, приходящегося на одну трещину; ζ – относительная площадь скальных контактов по трещинам.

Исходя из того, что важнейшим проявлением трещиноватости и слоистости пород является сдвиговая податливость, массив горных пород будем считать изотропным для продольных деформаций с вы-

раженной сдвиговой анизотропией по направлениям систем трещин и слоистости. В этом случае для пород с тремя взаимно перпендикулярными системами трещин в локальной системе координат (x', y', z') , совпадающей с главными осями изотропии, матрица модулей упругости имеет вид, незначительно отличающийся от матрицы для изотропной среды (1.2):

$$[D'] = \begin{bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{Ev}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{0}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{0}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{0}{1-\nu-2\nu^2} & G_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_3 \end{bmatrix}, \quad (1.4)$$

где E и ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона, рассчитанные с учетом хаотической трещиноватости; G_1 , G_2 и G_3 – модули сдвига в трех взаимно перпендикулярных плоскостях. Последние удобно представить зависящими от модуля сдвига для изотропных пород

$$G_i = k_g^i G \quad (i = 1, 2, 3), \quad (1.5)$$

где $k_g^i \leq 1$ – коэффициенты сдвиговой анизотропии; i – номер системы трещин.

Матрица (1.4) при $G_1 \neq G_2 \neq G_3 \neq G$ описывает свойства ортотропной среды, моделирующей деформационные свойства пород с тремя взаимно ортогональными системами трещин (рис.1.1, б).

Для горных пород с расслоенностью или с одной системой трещин (рис.1.1, а) эквивалентная сплошная среда обладает трансверсальной изотропией, в этом случае $G_1 = G$; $G_2 = G_3 \neq G$ ($k_g^1 = 1$; $k_g^2 = k_g^3 < 1$).

Локальные оси координат, соответствующие осям изотропии свойств, в разных частях массива пород не совпадают с осями координат, связанными с исследуемыми сооружениями. Если в системе координат (x', y', z') , связанной с ориентацией трещиноватости, зависимость напряжений $\{\sigma'\}$ от деформаций $\{\epsilon'\}$ имеет вид

$$\{\sigma'\} = [D']\{\epsilon'\},$$

то при переходе к другой системе координат матрица жесткости в локальной системе координат $[D']$ преобразуется с помощью известных соотношений [11, 30].

Преобразование упругих постоянных при переходе от локальной системы координат к общей выполняется по формуле

$$[D] = [T^*]^T [D'] [T^*], \quad (1.6)$$

где $[T^*]$ – матрица преобразования,

$$[T^*] = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & l_1 m_1 & m_1 n_1 & n_1 l_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & l_2 m_2 & m_2 n_2 & n_2 l_2 \\ l_3^2 & m_3^2 & n_3^2 & l_3 m_3 & m_3 n_3 & n_3 l_3 \\ 2l_1 l_2 & 2m_1 m_2 & 2n_1 n_2 & l_1 m_2 + l_2 m_1 & m_1 n_2 & n_2 l_1 \\ 2l_2 l_3 & 2m_2 m_3 & 2n_2 n_3 & l_2 m_3 + l_3 m_2 & m_2 n_3 + m_3 n_2 & n_2 l_3 + n_3 l_2 \\ 2l_3 l_1 & 2m_3 m_1 & 2n_3 n_1 & l_3 m_1 + l_1 m_3 & m_1 n_3 & n_3 l_1 \end{bmatrix},$$

l , m и n – косинусы углов между осями локальной и общей системы координат.

При преобразовании упругих постоянных для среды со сдвиговой анизотропией воспользуемся тем, что значительная часть матрицы (1.4) при переходе к новой системе координат сохраняется. Матрицу (1.4) представим в виде суммы

$$[D'] = [D_0] - G[K_g], \quad (1.7)$$

где $[D_0]$ – матрица для материала с изотропными свойствами (1.2);

$$[K_g] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 - k_g^1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 - k_g^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 - k_g^3 \end{bmatrix}.$$

При переходе от локальной системы координат к общей в матричном выражении (1.7) первое слагаемое не меняется, преобразуется только матрица $[K_g]$. Связь между напряжениями и деформациями в общей системе координат в этом случае имеет вид

$$\{\sigma\} = ([D_0] - G [T^*]^T [K_g] [T^*]) \{\epsilon\}, \quad (1.8)$$

где $[T^*]$ – матрица преобразования координат.

Рассмотрим способ преобразования упругих постоянных для пород с одной системой плоских нарушений (рис. 1.1, а); такие породы моделируются трансверсально-изотропной средой (с плоскостью изотропии). В этом случае $k_g^1 = 1$; $k_g^2 = k_g^3 < 1$. Ориентация плоскостей ослаблений может быть описана с помощью угла простирания α и угла падения β [11] (рис. 1.2). В этом случае направляющие косинусы определяются следующим образом:

$$l_1 = \sin \alpha; \quad m_1 = \cos \alpha; \quad n_1 = 0; \quad l_2 = \cos \beta \cos \alpha; \quad m_2 = -\cos \beta \sin \alpha;$$

$$n_2 = -\sin \beta; \quad l_3 = -\sin \beta \cos \beta; \quad m_3 = \sin \beta \sin \alpha; \quad n_3 = -\cos \beta.$$

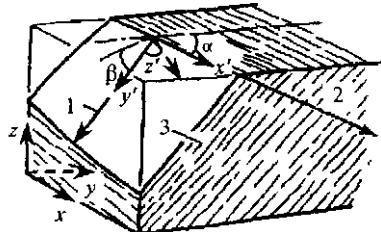


Рис. 1.2. Схемы локальной (x', y', z') и общей (x, y, z) систем координат

1 – линия падения, 2 – горизонталь, 3 – плоскость изотропии

Часто горные породы при выраженной слоистости, имеют две или более ортогональных или не ортогональных систем ослаблений.

Все они могут быть особо учтены при описании массива как сплошной анизотропной среды. Если системы слоистости и трещин определены направляющими углами простирания и падения $\alpha_1, \beta_1; \alpha_2, \beta_2; \dots; \alpha_n, \beta_n$ и коэффициентами ослабления сдвиговой жесткости $k_g^1, k_g^2, \dots, k_g^n$, то матрица преобразования координат упругих постоянных получает вид

$$[D] = [D_0] - G \left\langle [T^1]^T [K_g^1] [T^1] + [T^2]^T [K_g^2] [T^2] + \dots \right\rangle, \quad (1.9)$$

где верхние индексы 1, 2 и т.д. соответствуют номерам систем ослаблений; $[T^i] = [T^*(\alpha_i, \beta_i)] (i = 1, 2, \dots, n)$; n – число систем ослаблений.

Матрицы $[K_g^i]$ для каждой из систем ослаблений с учетом их взаимного влияния представляется в виде

$$[K_g^i] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \delta_g^i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \lambda_g^i \end{bmatrix}, \quad (1.10)$$

где δ_g^i и λ_g^i – параметры, определяющие снижение жесткости по каждой из систем ослаблений с учетом влияния всех остальных систем.

Для одной системы ослаблений $\delta_g^i = 1 - k_g^i$; $\lambda_g^i = 1 - k_g^i$. При наличии нескольких систем ослаблений параметры δ_g^i и λ_g^i определяются из того, что по i -му направлению относительная сдвиговая жесткость снижается, составляя долю k_g^i по сравнению со сдвиговой

жесткостью по этому направлению, с учетом ослабляющего действия нарушений по всем другим направлениям. Если в ненарушенном материале, относительная сдвиговая жесткость равна единице, то формально для i -го направления в материале с n нарушениями можно записать следующее выражение для относительной сдвиговой жесткости:

$$1 - \sum_n (a_y \delta_i + b_y \lambda_i) = k_g^i \left[1 - \sum_n (a_y \delta_i + b_y \lambda_i) + a_{ii} \delta_i + b_{ii} \lambda_i \right].$$

Здесь левая часть равенства соответствует величине сдвиговой жесткости по i -му направлению, сниженной по сравнению с единицей влиянием всех систем ослаблений; в правой части выражение в прямых скобках определяет величину сдвиговой жесткости по i -му направлению с учетом влияния всех систем ослабления, кроме i -го; a_y и b_y – некоторые комбинации направляющих косинусов разности направляющих углов для поверхностей по направлениям i и j .

Так, для случая трех систем ослаблений, δ_g^j и λ_g^j определяются из системы линейных уравнений

$$\begin{bmatrix} \frac{\dot{\varphi}_{11}}{1-k_g^1} & \dot{\varphi}_{12} & \dot{\varphi}_{13} & \frac{\dot{\psi}_{11}}{1-k_g^1} & \dot{\psi}_{12} & \dot{\psi}_{13} \\ \dot{\varphi}_{21} & \frac{\dot{\varphi}_{22}}{1-k_g^2} & \dot{\varphi}_{23} & \dot{\psi}_{21} & \frac{\dot{\psi}_{22}}{1-k_g^2} & \dot{\psi}_{23} \\ \dot{\varphi}_{31} & \dot{\varphi}_{32} & \frac{\dot{\varphi}_{33}}{1-k_g^3} & \dot{\psi}_{31} & \dot{\psi}_{32} & \frac{\dot{\psi}_{33}}{1-k_g^3} \\ \frac{\ddot{\varphi}_{11}}{1-k_g^1} & \ddot{\varphi}_{12} & \ddot{\varphi}_{13} & \frac{\ddot{\psi}_{11}}{1-k_g^1} & \ddot{\psi}_{12} & \ddot{\psi}_{13} \\ \ddot{\varphi}_{21} & \frac{\ddot{\varphi}_{22}}{1-k_g^2} & \ddot{\varphi}_{23} & \ddot{\psi}_{21} & \frac{\ddot{\psi}_{22}}{1-k_g^2} & \ddot{\psi}_{23} \\ \ddot{\varphi}_{31} & \ddot{\varphi}_{32} & \frac{\ddot{\varphi}_{33}}{1-k_g^3} & \ddot{\psi}_{31} & \ddot{\psi}_{32} & \frac{\ddot{\psi}_{33}}{1-k_g^3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \lambda_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}, \quad (1.11)$$

где

$$\dot{\varphi}_y = \cos^2 2(\beta_i - \beta_j) \sin^2(\alpha_i - \alpha_j); \quad \dot{\psi}_y = \cos^2(\beta_i - \beta_j) \cos^2(\alpha_i - \alpha_j);$$

$$\ddot{\varphi}_y = \cos^2 2(\beta_i - \beta_j) \cos^2(\alpha_i - \alpha_j); \quad \ddot{\psi}_y = \cos^2(\beta_i - \beta_j) \sin^2(\alpha_i - \alpha_j).$$

Аналогично составляется система уравнений для расчета δ_g^j и λ_g^j при любом количестве систем ослаблений.

1.3. ПЛОСКАЯ ДЕФОРМАЦИЯ МАССИВА ТРЕЩИНОВАТЫХ ГОРНЫХ ПОРОД

Если плоские ослабления ориентированы (простираются) перпендикулярно плоскости деформации, то матрица жесткости и параметры анизотропии рассчитываются по общим правилам, приведенным выше.

В этом случае при наличии нескольких систем нарушений матрица жесткости вместо (1.9) представляется выражением

$$[D] = [D_0] - G \left\langle \begin{bmatrix} \bar{T}_g^1 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} K_g^1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{T}_g^1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{T}_g^2 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} K_g^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{T}_g^2 \end{bmatrix} + \dots \right\rangle, \quad (1.12)$$

где

$$[D_0] = \begin{bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{E\nu}{1-\nu-2\nu^2} & 0 \\ \frac{E\nu}{1-\nu-2\nu^2} & \frac{E(1-\nu)}{1-\nu-2\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix};$$

$$\begin{bmatrix} \bar{T}_g^1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_2^2 & n_2^2 & m_2 n_2 \\ m_3^2 & n_3^2 & m_3 n_3 \\ 2m_2 m_3 & 2n_2 n_3 & m_2 n_3 + m_3 n_2 \end{bmatrix}; \quad \begin{bmatrix} K_g^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \delta_g^i \end{bmatrix}.$$

Для материала с двумя или более системами ослаблений с направлениями, определяемыми углами простирания $\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = \alpha_n = 90^\circ$ (или 270°) углами падения $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ и характеризуемыми ослаблением сдвиговой жесткости по каждому из направлений $k_g^1, k_g^2, \dots, k_g^n$, составляющие матрицы $[K_g^i]$ определяются решением системы n линейных уравнений

$$[\Phi_g] \{\delta_i\} = \{1\}, \quad (1.13)$$

где

$$\Phi_g = \begin{cases} \cos^2 2(\beta_i - \beta_j) & i \neq j \\ 1/(1 - k_g^i) & i = j \end{cases}, \quad \{\delta_i\} = \{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n\}^T; \quad \{1\} = \underbrace{\{1, 1, \dots, 1\}}_n^T.$$

Формула (1.12) для случая плоской деформации может быть преобразована к виду

$$[D] = [D_0] - G \left(\delta_g^1 [S_1] + \delta_g^2 [S_2] + \dots + \delta_g^n [S_n] \right), \quad (1.14)$$

где

$$[S_i] = \begin{bmatrix} \sin^2 2\beta_i & -\sin^2 2\beta_i & 0,5 \sin 4\beta_i \\ -\sin^2 2\beta_i & \sin^2 2\beta_i & -0,5 \sin 4\beta_i \\ -0,5 \sin 4\beta_i & 0,5 \sin 4\beta_i & \cos^2 2\beta_i \end{bmatrix}.$$

Так, для среды с двумя системами ослаблений с углами падения β_1 и β_2 система уравнений (1.13) представляется в виде

$$\begin{bmatrix} 1/(1 - k_1) & \cos^2 2(\beta_1 - \beta_2) \\ \cos^2 2(\beta_1 - \beta_2) & 1/(1 - k_2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}, \quad (1.15)$$

откуда

$$\delta_1 = \frac{(1 - k_1) \left[[1 - (1 - k_2) \cos^2 2(\beta_1 - \beta_2)] \right]}{1 - (1 - k_1)(1 - k_2) \cos^4 2(\beta_1 - \beta_2)},$$

$$\delta_2 = \frac{(1-k_2) \left[[1 - (1-k_1) \cos^2 2(\beta_1 - \beta_2)] \right]}{1 - (1-k_1)(1-k_2) \cos^4 2(\beta_1 - \beta_2)}. \quad (1.16)$$

Из (1.13) следует, что в направлениях, не совпадающих с плоскостью трещин или не перпендикулярных к ним, нормальная жесткость понижена, деформации сдвига влияют на нормальные напряжения, а деформации сжатия-растяжения – на касательные напряжения.

Для тех случаев, когда системы трещин простираются под углом, отличающимся от 90 или 270° , точное решение отсутствует. Предлагается следующий приближенный подход. При определении параметров анизотропии δ_g^J в системе уравнения типа (1.13) вместо углов простириания и падения используются следующие величины:

$$\tilde{\alpha}_i = \begin{cases} \pi/2 & \text{при } \alpha_i < \pi; \\ 3\pi/2 & \text{при } \alpha_i > \pi, \end{cases} \quad \tilde{\beta}_i = \begin{cases} \beta_i \sin^2 \alpha_i & \text{при } \alpha_i < \pi; \\ \pi - \beta_i \sin^2 \alpha_i & \text{при } \alpha_i > \pi. \end{cases}$$

Для примера рассмотрим плоское деформирование призматического тела квадратного поперечного сечения с тремя и четырьмя системами трещин, образующими блочную структуру (рис.1.3). Каждая из систем трещин характеризуется углами простириания и падения, а также сдвиговой жесткостью по каждой из систем. Исследованы четыре варианта среды с различными сдвиговыми свойствами по направлениям (табл.1.1).

Таблица 1.1

Параметры систем трещин в призматическом теле

Номер системы трещин	Угол простириания α	Угол падения β	Коэффициент относительной сдвиговой жесткости по вариантам среды			
			I	II	III	IV
1	90°	0°	0,4	0,2	–	0,6
2	90	70	0,2	0,4	0,2	0,2
3	270	70	0,8	0,6	0,6	0,8
4	0	70	0,6	0,8	0,4	–

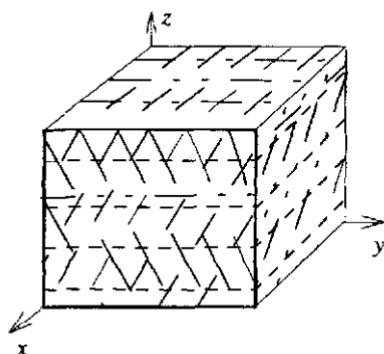


Рис.1.3. Схема блочной структуры трещиноватого призматического тела

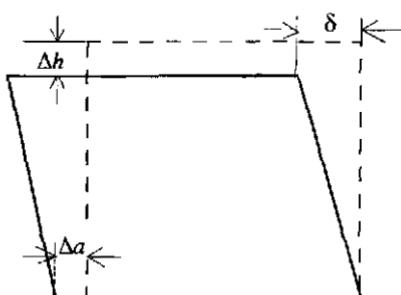


Рис.1.4. Схема деформирования сечения призмы

Призма лежит на гладком основании ($z = 0$), продольные деформации вдоль оси x отсутствуют (условие обобщенной плоской деформации [30]).

Расчет выполнен для условий сжатия равномерно распределенной нагрузкой по верхней грани в направлении оси z . Для сравнения рассмотрены деформации призмы из однородного (нетрещиноватого) материала и из трещиноватого материала с четырьмя системами трещин, испытывающих одинаковые нагрузки. В результате нагружения призма уменьшается по высоте, расширяется в стороны и сжимается на величины, соответственно Δh , Δa и δ (рис.1.4).

Расчет этих величин, отнесенных к уменьшению высоты призмы из того же материала без трещин (модуль упругости трещиноватых пород принимался таким же, как и для материала без ослаблений), дал следующие результаты для вариантов трещиноватой среды:

Вариант	I	II	III	IV
Δh	2,05	1,24	1,69	1,93
Δa	1,59	1,20	1,22	1,47
δ	4,63	1,77	2,64	2,90

Расчеты показывают, что сечение призмы из трещиноватого материала уменьшается по высоте и расширяется больше, чем сече-

ние аналогичной призмы без трещин (при использованном в расчетах коэффициенте Пуассона $\nu = 0,35$ боковое расширение сплошной призмы Δa составляет 0,55 величины осевого сжатия). Кроме того, поперечное сечение трещиноватой призмы скашивается.

Таким образом, модель среды со сдвиговой анизотропией позволяет моделировать горные породы с любым числом систем плоских ослаблений с различными сдвиговыми свойствами. Такая модель, учитывая влияние трещин и тонких прослойков на сдвиговые свойства среды, пренебрегает влиянием процессов смыкания берегов трещин в зависимости от заполнителя или разрушения скальных контактов. На наш взгляд, деформационная анизотропия трещиноватой среды, вызываемая различием сжимаемости контактов плоских нарушений, менее существенна, чем разномодульность, вызываемая дополнительными сжимающими или растягивающими напряжениями. Такую анизотропию, параметры которой зависят от напряженного состояния, скорее можно рассматривать как проявление свойств трещинно-пористой среды.

Нормальная жесткость по контактам трещин зависит от наличия в них заполнителя, поэтому она косвенным образом связана со сдвиговой жесткостью; ее влияние может быть эмпирически учтено при определении общего модуля деформации.

Модуль деформации пород, нарушенных трещинами с заданными сдвиговыми характеристиками, можно определять по формуле, аналогичной (1.3), в которой, кроме параметров нормальной жесткости по трещинам, используются параметры сдвиговой жесткости:

$$E = \frac{E_0}{1 + \sum_i \eta_i (1 - k_g^i) / k_g^i}, \quad (1.17)$$

где η_i – характеристика податливости трещин, как и в формуле (1.3) зависящая от раскрытия и материала заполнителя трещин и контактов слоев в среднем по всем нарушениям.

Влияние трещиноватости на формирование напряжений и перемещений в массиве пород очевидно. Предлагаемая модель трещиноватого массива позволяет учитывать направления и качественные характеристики систем трещин.

Сдвиговая жесткость блочных структур зависит от частоты и механических характеристик дефектов и заполнителей в них по разным направлениям. Задавая направления систем дефектов и сдвиговые характеристики каждой из них, можно создать модель квазидискретной (квазиблочной) среды с заданными деформационными свойствами.

Реальные дискретные и сыпучие материалы обладают нелинейными деформационными свойствами. Моделирование напряженно-деформированного состояния для среды с нелинейными связями может быть реализовано только путем пошаговых итерационных расчетов. Предлагаемый вариант квазидискретной среды дает способ линеаризации таких решений. При этом в нелинейно деформирующихся и разрушающихся элементах на каждом шаге итерации могут задаваться новые сдвиговые жесткости по направлениям.

1.4. ДЕФОРМИРОВАНИЕ МЕЛКОСЛОЙСТОГО МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД ВОКРУГ ПРОТЯЖЕННОЙ ГОРНОЙ ВЫРАБОТКИ

Для примера приведем результаты математического моделирования деформирования массива пород вокруг одиночной горной выработки (рис. 1.5). Рассмотрены случаи массива без трещин (рис. 1.5, а) и три варианта массива с системами трещин различной ориентации: трещиноватый массив только с горизонтальной или только с вертикальной трещиноватостью (рис. 1.5, б); массив с системой трещин под углом 60° к горизонту (рис. 1.5, в); массив с двумя (с горизонтальной и с наклонной под углом 60°) системами трещин (рис. 1.5, г). Для массива с одной системой трещин параметр сдвиговой жесткости $k_g = 0,2$. Для массива с двумя системами трещин принято $k_g = 0,5$ для горизонтальных ослаблений и $k_g = 0,2$ для наклонных (с углом падения $\beta = 60^\circ$).

В сравнительных расчетах влияние трещиноватости на модули продольной деформации не учитывались.

Расчеты показали, что распределение перемещений в массиве существенно зависит от характера трещиноватости, которая, влияя на величины перемещений, в значительно большей мере проявляется в

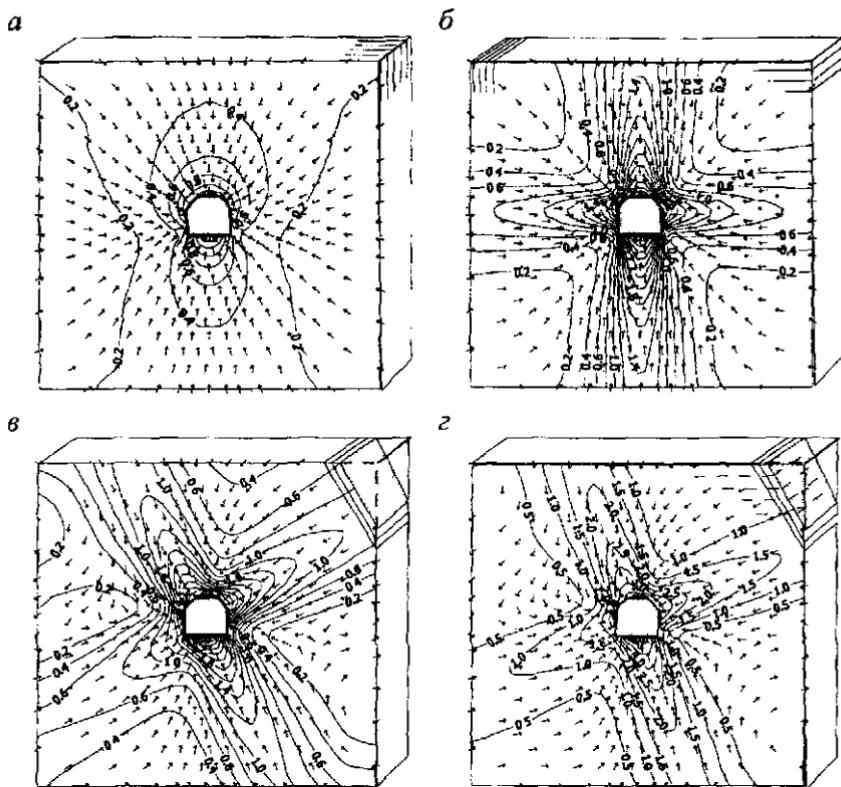


Рис 1.5. Изолинии перемещений в сплошном (а) и трещиноватом (б, в, г) массиве

геометрии линий равных деформаций. В однородном массиве перемещения вокруг выработки убывают сравнительно равномерно. В массиве с ориентированной сдвиговой ослабленностью характер изменения перемещений существенно зависит от направления. В породах с одной системой ослаблений большие величины перемещений и их большее распространение в глубь массива наблюдаются по направлениям падения систем нарушения и в перпендикулярных направлениях. Под углом $\pi/4$ к направлению падения трещин перемещения быстро затухают.

Распределение максимальных и минимальных напряжений в рассмотренных случаях различаются значительно меньше и здесь не

приводятся. Параметры трещиноватости не столько влияют на величины напряжений, сколько на ориентацию главных осей тензора напряжений.

В реальном массиве горных пород всегда присутствуют ориентированные системы ослаблений; приведенные расчеты показали, что эти структуры оказывают существенное влияние на деформирование пород в зоне влияния выработок. Очистная выемка твердого полезного ископаемого подземным способом приводит к сдвиганию подработанного массива пород до земной поверхности. Ориентированные структуры нарушений сдвиговой жесткости могут играть важную роль в этих процессах.

1.5. ДЕФОРМИРОВАНИЕ ПОРОД С ХАОСТИЧЕСКИМИ ДЕФЕКТАМИ. УПРУГИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРЕЩИНОВАТОЙ СРЕДЫ

Горные породы содержат дефекты разных масштабов, которые распределяются неупорядоченно. Произвольно ориентированные дефекты кристаллической решетки и хаотические трещины, которые практически всегда присутствуют в горных породах, влияют на поведение массива горных пород. В дискретных (сыпучих) средах хаотические дефекты выражены в крайнем проявлении. Между элементами такой среды отсутствует сцепление, а связь между ними обеспечивается трением. В материале с хаотическими дефектами сцепление также ослаблено по сравнению со сплошным материалом.

В рамках малых деформаций, обладая достаточно большой жесткостью при действии нормальных сжимающих сил, такая среда существенно более податлива на действие сдвиговых сил. Такую среду можно назвать квазидискретной.

Предложенный способ моделирования массивов с ориентированными системами трещин может быть использован для моделирования дискретной и квазидискретной среды, как непрерывного тела. В отличие от горной породы с системами трещин, где сдвиговая жесткость распределяется в соответствии с ориентированными плоскими ослаблениями, в квазидискретной среде сдвиговая жесткость по-

нижена во всех направлениях одинаково, что соответствует бесконечному количеству направлений плоских ослаблений.

Рассмотрим поведение упругого, первоначально сплошного тела и материала с ослабленной сдвиговой жесткостью по всем направлениям, оставаясь в рамках малых деформаций.

Пусть сдвиговая жесткость такой среды по любому направлению характеризуется относительным параметром k_c . Для сплошной среды $k_c = 1$, для дискретной и квазидискретной сред $k_c < 1$. Поскольку соотношения между деформациями и напряжениями должны быть инвариантны относительно поворота координат, то линейные связи между ними могут быть только как для изотропной упругой среды. Необходимо выяснить как изменение сдвиговой жесткости среды влияет на модули продольной и поперечной деформации.

Матрица жесткости элемента такой среды может быть представлена в виде суммы, включающей матрицу для изотропного упругого тела и дополнительную матрицу, учитывающую снижение сдвиговой жесткости

$$[D'] = [D_0] - G(1 - k_c)[K_c], \quad (1.18)$$

где ослабляющая матрица получена из общих соображений об инвариантности координатных преобразований

$$[K_c] = \begin{bmatrix} 1 + \omega & -1 + \omega & -1 + \omega & 0 & 0 & 0 \\ -1 + \omega & 1 + \omega & -1 + \omega & 0 & 0 & 0 \\ -1 + \omega & -1 + \omega & 1 + \omega & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

(здесь ω – неопределенный параметр).

Связь между напряжениями и деформациями имеет вид

$$\{\varepsilon\} = [D']^{-1}\{\sigma\}.$$

Обратив матрицу $[D']$, получим следующие выражения, определяющие зависимости между напряжениями и деформациями в квазидискретной среде

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{1}{Gk_c(3\beta-1)} [\beta\sigma_x - 0,5(\beta-1)\sigma_y - 0,5(\beta-1)\sigma_z]; \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{k_c G} \tau_{xy}; \\ \epsilon_y &= \frac{1}{Gk_c(3\beta-1)} [-0,5(\beta-1)\sigma_x + \beta\sigma_y - 0,5(\beta-1)\sigma_z]; \quad \gamma_{yz} = \frac{1}{k_c G} \tau_{yz}; \quad (1.19) \\ \epsilon_z &= \frac{1}{Gk_c(3\beta-1)} [-0,5(\beta-1)\sigma_x - 0,5(\beta-1)\sigma_y + \beta\sigma_z]; \quad \gamma_{zx} = \frac{1}{k_c G} \tau_{zx};\end{aligned}$$

где $\beta = \frac{1}{k_c} \left[\frac{1}{1-2\nu} + \omega(1-k_c) \right]$. При $k_c = 1$ – среда без нарушений.

Используя эти зависимости, можно получить выражения для приведенных модулей продольной и поперечной деформации в зависимости от степени сдвиговой ослабленности. Из сопоставления формул (1.19) с зависимостями для упругого материала в обычной форме

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{1}{E'} [\sigma_x - \nu' \sigma_y - \nu' \sigma_z]; \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G'} \tau_{xy}; \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E'} [-\nu' \sigma_x + \sigma_y - \nu' \sigma_z]; \quad \gamma_{yz} = \frac{1}{G'} \tau_{yz}; \quad (1.20) \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E'} [-\nu' \sigma_x - \nu' \sigma_y + \sigma_z]; \quad \gamma_{zx} = \frac{1}{G'} \tau_{zx},\end{aligned}$$

следует, что в квазидискретной среде $G' = k_c G$; $E' = 2(1+\nu')G'$; $\nu' = 0,5 \frac{\beta-1}{\beta}$.

Коэффициент поперечной деформации при этом зависит от степени сдвиговой ослабленности:

$$v' = 0,5 \left[1 - \frac{k_c(1-2v)}{1+\omega(1-k_c)(1-2v)} \right]. \quad (1.21)$$

Откуда следует, что

$$v' = \begin{cases} v & \text{при } k_c = 1; \\ \rightarrow 0,5 & \text{при } k_c \rightarrow 0. \end{cases}$$

Соотношение (1.21) можно трактовать так, что в разрушающемся материале коэффициент поперечной деформации меняется, стремясь к 0,5 при полной потере сдвиговой жесткости.* При $\omega = 0$ монотонная зависимость коэффициента поперечной деформации от k_c линейная.

Массив горных пород содержит слои трещиноватых пород с различными деформационными свойствами, направления слоистости и трещин не выдержаны. Наличие таких структурных элементов приводит к тому, что массив пород, как дискретная среда, обладает пониженной сдвиговой жесткостью по всем направлениям.

Для условий плоской деформации матрица жесткости в соотношении (1.18) может быть принята при задании ослабляющей матрицы в виде ($\omega = 0$)

$$[K_c] = \begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 \\ -1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}.$$

Для примера приведем расчет сдвижения подработаний толщи в результате очистной выемки горизонтально залегающего слоя полезного ископаемого мощностью 3 м на глубине 300 м. Ширина отработанного участка составляет 400 м (расстояние от оси выработки до массива 200 м). Отработка проведена с закладкой выработанного пространства, позволяющей ограничить оседание налегающей толщи до 1 м. Моделирование выполнено для двух вариантов сплошной однородной среды: в первом случае массив идеально упругий; во

* Здесь рассматриваются только упругие обратимые деформации.



Рис.1.6. Графики расчетных оседаний пород подработанной толщи на земной поверхности (1) и на уровне кровли пласта (2) в сплошном массиве пород (а) и в массиве с хаотической трещиноватостью (б)

втором – с пониженной в 20 раз ($k_c = 0,05$) сдвиговой жесткостью. Результаты расчетов (рис.1.6) показывают, что характер деформирования подработанной толщи вблизи кровли отработанного пласта трещиноватого массива значительно отличается от массива сплошных пород.

Приведенный пример иллюстрирует некоторые возможности модели квазидискретной среды. Наличие в горных породах преимущественных направлений приводит к дополнительным эффектам при деформировании массивов слоистых и трещиноватых горных пород.

Рассмотрим способ определения деформационных характеристик трещиноватых и разрушающихся горных пород как функций сдвиговой жесткости. Для описания таких функций воспользуемся простейшими аппроксимациями, обеспечивающими переход от зависимостей для сплошной среды к зависимостям для полностью дискретизированной среды.

Пусть параметр p определяет степень изменения равномерной по всем направлениям прочности пород (сплошность): при $p = 1$ материал не нарушен; $p = 0$ соответствует полному разрушению. Коэффициент сдвиговой жесткости k_c зависит от степени сплошности: $k_c = 1$ при $p = 1$ и $k_c = 1/m$ при $p = 0$.

При линейной аппроксимации имеем следующую зависимость сдвиговой жесткости от степени сплошности

$$k_c = [1 + (m-1)p]/m. \quad (1.22)$$

Если трещиноватая горная порода обладает системами нарушений, по которым происходит разрушение, то параметр p заменяется средней величиной сплошности, при этом

$$k_c = \left[1 + \frac{(m-1)}{n} \sum_{i=1}^n p_i \right] m^{-1}, \quad (1.23)$$

где n – число систем ориентированных нарушений.

Упругие характеристики трещиноватой среды могут быть определены в соответствии с их выражениями в формуле (1.19) при $\omega = 0$:

$$\begin{aligned} G' &= k_c G; \\ E' &= k_c E \frac{1 + 0.5[1 - k_c(1 - 2\nu)]}{1 + \nu}; \\ \nu' &= 0.5[1 - k_c(1 - 2\nu)], \end{aligned} \quad (1.24)$$

где E , ν и G – модуль упругости, коэффициент Пуассона и модуль сдвига сплошной упругой среды.

При разрушении горных пород вокруг выработок вместе с развитием трещин меняются упругие характеристики конгломерата горных пород, включающего сплошные участки и нарушения. Для описания этих изменений как в сплошной среде могут быть использованы зависимости (1.23)–(1.24).

В заключение отметим, что рассмотренные здесь связи и закономерности относятся к упругим составляющим деформаций сред с хаотическими и ориентированными дефектами. Вопросы необратимых сдвиговых и объемных деформаций должны рассматриваться особо.

2. ПРЕДЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И НАГРУЖЕННОСТЬ ГОРНЫХ ПОРОД

2.1. ПРОЧНОСТЬ МАССИВОВ ГОРНЫХ ПОРОД

Прочность массива горных пород значительно отличается от прочности горных пород при любом виде нагружения: сжатии, растяжении и сдвиге. При этом прочность массива зависит от направления действия сил и не может быть определена только с помощью понижающих коэффициентов [39].

Сопротивление массива горных пород растяжению в значительной мере определяется характером трещиноватости и слоистости. Л. Мюллер считает, что прочность горного массива при растяжении может обуславливаться трением и сцеплением. Добавим, что прочность массивов пород при сжатии также связана с трением и сцеплением. На практике чрезвычайно трудно определить величину прочности горного массива при растяжении [39]. Вырезать из горного массива призматическое тело и обеспечить в нем условие одноосного растяжения практически невозможно, однако, при численном моделировании механических процессов в горном массиве прочность при растяжении понимается как способность такого тела сопротивляться растягивающим силам. Это сопротивление обеспечивается в основном сцеплением по контактам слоев и трещин. Для большинства горных пород прочность при растяжении составляет 1/10–1/30 прочности при сжатии; для горных массивов следует ожидать еще меньших величин прочности при растяжении.

Плоские дефекты* в горных породах: трещины, плоские контакты и тонкие прослойки малопрочных и пластичных пород – образуют хаотические и определенным образом ориентированные системы. Разрушение в таких массивах происходит, главным образом, по плоскостям дефектов, а условия разрушения зависят от деформационных и прочностных свойств отдельных дефектов и их пространственного

* Условимся называть дефектами элементы структуры и текстуры пород: контакты слоев, тонкие прослойки и другие плоские элементы, отдельно не учитываемые в расчетах.

расположения. Системы ориентированных трещин, контактов и прослойков создают деформационную и прочностную анизотропию.

В зависимости от направления действия сил по отношению к основным системам дефектов разрушение может происходить как по плоскостям дефектов, так и по монолитным частям массивов.

Несмотря на преимущественно дискретную структуру горных пород в массивах, при математическом моделировании геомеханических процессов используются методы механики сплошной среды. Способы оценки прочности пород основаны на применении критериев, как для дискретных, так и для сплошных сред. С помощью критериев для дискретных сред проверка прочности осуществляется по поверхностям раздела; критерии для сплошной среды не учитывают наличия ориентированных структурных элементов. Во многих случаях инженерной практики достоверных данных о направлении и прочностных свойствах дефектных поверхностей нет или они недостаточны, поэтому широкое применение критериев прочности для сплошной среды с усредненными показателями свойств достаточно часто бывает оправдано.

При математическом моделировании критерии прочности применяются не только для оценки условий перехода горных пород в предельное состояние, но с их помощью оценивается уровень нагружения, с которым связаны процессы кратковременного или длительного разрушения, вязкого и пластического деформирования.

2.2. КРИТЕРИЙ ПРОЧНОСТИ ГОРНЫХ ПОРОД

Критерий прочности, описывающий условия предельного напряженного состояния, указывает, что там, где в некоторый момент времени напряженное состояние ему удовлетворяет, происходит разрушение и неограниченное увеличение скорости деформации. Там же, где напряженное состояние не удовлетворяет условию предельного состояния, скорость необратимых деформации и разупрочнения (накопления повреждений, трактуемого как снижение прочности) зависит от "близости" напряженного состояния к этому условию. Таким образом, роль критерия прочности не ограничивается только описа-

нием условия предельного состояния: соответствующим образом сформулированный, он позволяет выразить нагруженность, отражающую интенсивность процессов необратимых вязких и пластических деформаций и разрушения.

Различными авторами предложено большое количество критериев прочности, анализ которых приведен в работах [3, 18, 36, 62 и др.]. Критерии отличаются друг от друга принципами,ложенными в их основу, способом обобщения многообразия напряженных состояний и числом констант, позволяющих учитывать свойства конкретных материалов. Большинство критериев учитывает напряжения, действующие только в плоскости максимальных и минимальных главных напряжений, учет промежуточного главного напряжения часто производится путем механического обобщения при замене максимальных касательных напряжений на октаэдрические. Критерии, включающие непосредственно третий инвариант напряжений, полученные при аппроксимации экспериментальных данных, обычно сложны [36, 57] и, на наш взгляд, не всегда достаточно обоснованы.

Самое широкое распространение получил критерий Кулона – Мора, согласно которому разрушение наступает тогда, когда значение сдвигающих напряжений достигает критического значения, зависящего от нормального напряжения на площадке сдвига. По мнению некоторых зарубежных исследователей (например, Д.Х. Троллопа [62, с.102]), введение этого критерия, возможно, принесло вред. С таким суждением, вызванным желанием привлечь внимание к деформационным критериям, нельзя согласиться, поскольку почти все критерии в напряжениях, в том числе прошедшие широкую проверку в научной и инженерной практике, так или иначе могут быть представлены в форме критерия Кулона – Мора. Достаточно убедительных деформационных критерии за последние десятилетия не предложено. В пользу критерия прочности в напряжениях говорит то, что с его помощью можно описывать напряженное состояние материала, прогнозируя характер и скорости деформаций в текущий момент времени. Деформационный критерий такой возможности не дает, поскольку деформации могут определять состояние материала по отношению к предельному состоянию лишь в конкретных условиях нагружения. Деформационный критерий, отражающий возможное поведение ма-

териала при произвольном нагружении, должен содержать не только деформации, но и их скорости. Трудностями разработки такого критерия, видимо, и объясняется их отсутствие.

На наш взгляд, критерий прочности должен позволять при изменении входящих в него параметров предельный переход от идеального сплошного физического тела к реальному горному массиву, имеющему дефекты различных уровней. Кроме того, при максимально точном описании экспериментальных данных критерий должен содержать минимальное количество параметров, по возможности, имеющих физический смысл, и учитывать особенности разных типов пород.

Горная порода представляет собой среду с определенным образом и произвольно ориентированными плоскими дефектами. Разрушение в таких массивах происходит по плоскостям дефектов, а условия разрушения определяются свойствами отдельных трещин или плоских контактов и их пространственным расположением. С другой стороны, в задачах механики отдельные части горного массива рассматриваются как сплошные и однородные, и, следовательно, критерии прочности, применяемые для каждой точки, должны учитывать свойства конгломератов, содержащих и ненарушенные части, и трещины в представительном объеме.

Критерий прочности Гриффитса, положенный в основу механики хрупкого разрушения может рассматриваться как условие разрушения для идеального физического тела. В результате интерпретации теории Гриффитса о разрушении хрупких материалов Е. Хук и З. Бенявский [75] вывели критерий прочности, разнообразные модификации которого нашли широкое применение при решении геомеханических задач [36, 50]. В терминах главных напряжений критерий представляется в виде следующих условий:

$$\begin{aligned} & (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + 8\sigma_p(\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \text{ при } \sigma_1 + 3\sigma_3 > 0; \\ & \sigma_3 = \sigma_p \text{ при } \sigma_1 + 3\sigma_3 < 0, \end{aligned} \tag{2.1}$$

где σ_1 и σ_3 – максимальное и минимальное главные напряжения, σ_p – прочность материала на растяжение, $\sigma_p < 0$.

Согласно критерию (2.1), отношение пределов прочности на одноосное растяжение и сжатие равно 1/8; для горных пород это отношение соблюдается далеко не всегда и зависит от структурных особенностей пород. А.Б. Фадеев, Ю.М. Карташов и др. [50] этот критерий рассматривает как условие перехода от упругого состояния к упругопластическому деформированию.

При выводе условия (2.1) принято, что разрушение микродефекта происходит при постоянной величине растягивающего напряжения на его контуре. Структурная неоднородность реального материала и сами дефекты влияют на условия разрушения. Касательные напряжения на контактах дефектов Ф. Макклинток и Дж. Уолш [79] рассматривали как активные силы, влияющие на напряжения в окрестности микродефектов, в результате чего получили линейный вариант критерия Кулона – Мора, что соответствует реальным материалам лишь в некотором приближении. Как показывают лабораторные испытания образцов [50, 56, 57, и др.], для горных пород критерий прочности в общем случае не линеен. Критерий (2.1), рассматриваемый как условие прочности некоторой идеальной среды, отражает эту нелинейность.

Согласно критерию (2.1), разрушение происходит в результате разрыва связей при растяжении независимо от вида нагрузления.

Обобщим этот критерий для реальных горных пород эмпирически, исходя из реальных соотношений прочности на одноосное сжатие и растяжение и учитывая непрерывность перехода условия разрушения при сжатии и растяжении. Второе из условий (2.1) оставляем без изменения. Тогда

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \frac{8}{m} \sigma_c \left[1 + \left(\frac{m}{8} - 1 \right) \frac{\sigma_1 + \zeta \sigma_3}{\sigma_1} + z \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \right] (\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \text{ при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 > 0; \quad (2.2)$$

$$\sigma_3 = \sigma_p \text{ при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 < 0,$$

где σ_c , и σ_p – соответственно прочность при одноосном сжатии и растяжении; $m = |\sigma_c/\sigma_p|$; $z = \zeta \left[1 - \frac{(\zeta + 1)^2}{8(\zeta - 1)} \right]$.

Зависимость $\zeta(m)$ найдем из следующих соображений: в критерии Гриффитса (2.1) $\zeta = 3$ при $m = 8$; для материалов, одинаково сопротивляющихся растяжению и сжатию, $m = 1$, $\zeta = 1$; для материала с нулевой прочностью на растяжение $m \rightarrow \infty$, $\zeta^{-1} \rightarrow 0$. Соответственно, используя линейные интерполяции, получим

$$\zeta(m) = \begin{cases} (2m + 5)/7 & \text{при } m < 8; \\ 3m/8 & \text{при } m \geq 8. \end{cases} \quad (2.3)$$

В условии прочности (2.2) отношение величин прочности при одноосном сжатии и растяжении m является независимым параметром и может отличаться от 1/8. Для горных пород эта величина может достигать 30 и более.

В области малых величин растягивающих напряжений σ_3 разрушение происходит не от сдвига по наклонным площадкам, а по площадкам вдоль действия максимальных сжимающих напряжений в результате раскалывания. Направление минимальных напряжений в этих случаях определяет нормаль плоскости раскалывания. Такое поведение материала можно объяснить тем, что соответствующим образом ориентированные плоские дефекты раскрываются, создавая преобладающие направленные системы ослаблений; косо направленные дефекты в таких условиях нагружения также развиваются по направлениям максимальных сжимающих напряжений [48]. Иллюстрацией возможных способов

разрушения пород при сжатии служат схемы, приведенные на рис.2.1. Разрушение путем раскалывания происходит при "стрелянии" на контуре выработок и с участием давления газа при разрушении целиков во время горных ударов и выбросов.

Разрушение при раскалывании описывается первым из условий (2.2) при $\sigma_3 \leq 0$; это же условие при $\sigma_3 > 0$ соответствует разрушению в результате сдвига.

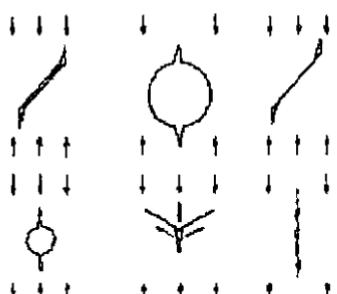


Рис.2.1. Схемы разрушения в условиях сжатия [48]

Таким образом, два выражения в критерии прочности (2.2) описывают предельное условие при трех видах разрушения:

- при $\sigma_1 + \zeta \sigma_3 > 0$, $\sigma_3 > 0$ – сдвиг при сжатии по наклонным площадкам по отношению к направлению σ_1 ;

- при $\sigma_1 + \zeta \sigma_3 > 0$, $\sigma_3 \leq 0$ – разрыв при сжатии (раскалывание) по площадкам, параллельным направлению максимального напряжения σ_1 ;

- при $\sigma_1 + \zeta \sigma_3 < 0$ – разрыв при растяжении по площадкам, нормальным к направлениям минимальных напряжений σ_3 .

При численном моделировании вид разрушения позволяет оценить направление и тип (разрыв или сдвиг) развивающихся и вновь образующихся трещин.

Сопоставление обобщенных паспортов прочности (в относительных координатах σ_3/σ_c , σ_1/σ_c), рассчитанных по формуле (2.2), с экспериментальными данными [25] для различных типов пород (рис.2.2–2.4) показало, что функции (2.2) с достаточной точностью описывают предельное условие прочности для большого разнообразия типов горных пород.

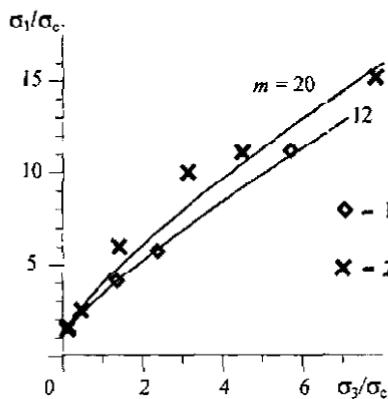


Рис.2.2. Обобщенные паспорта прочности пород (кривые $m = 12$ и $m = 20$) и экспериментальные точки для горючего сланца (1) и мрамора (2)

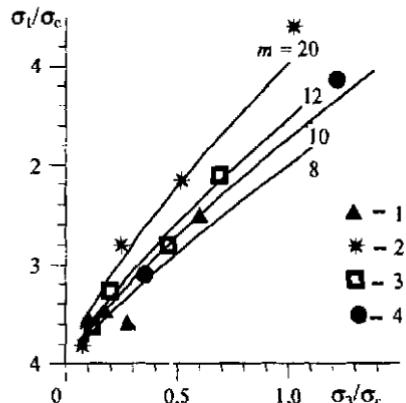


Рис.2.3. Обобщенные паспорта прочности пород (кривые при m , равном 8, 10, 12 и 20) и экспериментальные точки для угля (1), известняка (2), каменной соли (3) и аргиллита (4)

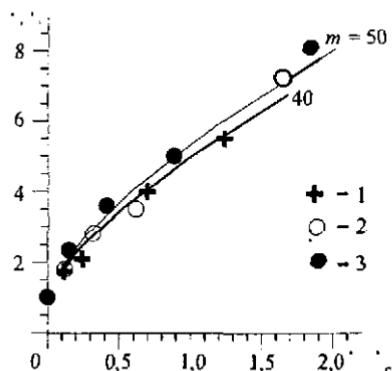


Рис.2.4. Обобщенные паспорта прочности пород (кривые $m = 40$ и $m = 50$) и экспериментальные точки для алевролита (1), песчаника (2) и песчаника выбросоопасного (3)

тим, однако, что обобщение критериев прочности путем замены разности максимальных напряжений на второй инвариант тензора напряжений в общем случае не обосновано.

Критерий (2.2) отличается тем, что в него входят только физически определимые величины: прочности при одноосном сжатии и прочность при одноосном растяжении. Он применим для оценки условий прочности пород с хаотически ориентированными дефектами, не образующими ярко выраженных направленных систем.

Критерий (2.2) является обобщением условия прочности Гриффитса (2.1) для реальных материалов, имеющих дефекты структуры. Если в материале с идеальной структурой в соответствии с критерием Гриффитса отношение величин прочности при одноосном сжатии и растяжении $m_0 = 8$, то у горных пород по лабораторным данным оно может достигать 50 (см. рис.2.4). Отличие величины $m = |\sigma_c/\sigma_r|$ для реального материала от m_0 может быть трактовано, как признак структурного ослабления материала по сравнению с идеальным. При этом характеристикой ослабления может служить величина отношения $\mu = m_0/m < 1$. Характеристика ослабления μ отличается от применяемого в инженерной практике коэффициента структурного ослабления λ [67], который определяется отношением

Как показали исследования [56], в условиях трехосного нагружения максимальное главное напряжение σ_1 при разрушении немонотонно зависит от промежуточного главного напряжения σ_2 . При постоянной величине σ_3 разрушающие напряжения σ_1 растут с увеличением σ_2 , однако при $\sigma_2 \rightarrow \sigma_1$ становятся меньше. Данные испытаний других исследователей [8] эти закономерности не подтверждают, поэтому на этом этапе зависимость прочности от промежуточного главного напряжения не рассматривается. Отметим, однако, что обобщение критериев прочности путем замены разности максимальных напряжений на второй инвариант тензора напряжений в общем случае не обосновано.

прочности пород в массиве к прочности образца. Поскольку земная кора имеет блочное строение [49], то с увеличением масштабов рассматриваемой области μ стремится к нулю. Для дискретного (разборного) массива пород $\mu = 0$.

2.3. ХАРАКТЕРИСТИКА НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД

Геомеханические процессы, протекающие в каждой точке массива горных пород, зависят от вида и интенсивности напряженного состояния. Вид напряженного состояния определяется соотношением компонентов напряжений. Так, в условиях предельного состояния соотношение между максимальными и минимальными главными напряжениями определяет вид разрушения: сдвиг при сжатии, разрыв при сжатии (раскалывание) и разрыв при растяжении. В тех случаях, когда напряжения не достигают уровня предельного состояния, временные процессы деформирования и разрушения развиваются в зависимости от вида и интенсивности напряженного состояния.

Механика сплошной среды в качестве характеристики напряженного состояния широко использует интенсивность касательных напряжений или касательные октаэдрические напряжения, которые с точностью до множителя равны второму (квадратичному) инварианту тензора напряжений [27]. Сопротивление горных пород разрушению существенно зависит от среднего давления (первый линейный инвариант тензора напряжений), поэтому интенсивность касательных напряжений недостаточна для оценки "близости" напряжений в рассматриваемой точке предельному условию. Использование в критериях прочности типа Кулона – Мора вместо максимальных касательных напряжений их интенсивности для горных пород не оправдано.

В соответствии с критерием (2.2) вид разрушения (сдвиг, раскалывание или разрыв) определяются соотношениями максимального и минимального главных напряжений. Точно также это соотношение может быть использовано для оценки напряженного состояния в данный момент времени в допредельных условиях.

При математическом моделировании временных процессов и пластического деформирования необходимость определения вида нагрузления очевидна.

Для характеристики напряжений в каждой точке исследуемой области массива, позволяющей оценить "близость" к предельному состоянию предлагается использовать напряженность, которая рассчитывается в соответствии с условием предельного состояния (2.2):

$$S = \begin{cases} \frac{m}{8} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{(\sigma_1 + \sigma_3)Q(\sigma_1, \sigma_3)} & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 > 0; \\ \sigma_3 & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 < 0, \end{cases} \quad (2.4)$$

где

$$Q = 1 + \zeta \left[1 - \frac{(\zeta + 1)^2}{8(\zeta - 1)} \right] \frac{\sigma_3}{\sigma_1} + \left(\frac{m}{8} - 1 \right) \frac{\sigma_1 + \zeta\sigma_3}{\sigma_1},$$

Величина

$$c = \begin{cases} S/\sigma_c & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 > 0; \\ S/\sigma_p & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 < 0 \end{cases} \quad (2.5)$$

определяет степень нагруженности. Чем больше c , ($c \leq 1$), тем "ближе" напряженное состояние к условию разрушения; $c = 1$ соответствует условию разрушения.

В соответствии с критерием (2.2), определяющим вид возможного разрушения, пространство главных напряжений можно разделено на три зоны (рис.2.5):

- При $\sigma_1 + \zeta\sigma_3 > 0$ и $\sigma_3 > 0$ – напряженное состояние сжатия (зона I на рис.2.5). Равенство $S = \sigma_c$ соответствует условию разрушения в результате сдвига при сжатии. Если $S < \sigma_c$, то могут происходить процессы пластического деформирования и накопления повреждений по поверхностям сдвига.

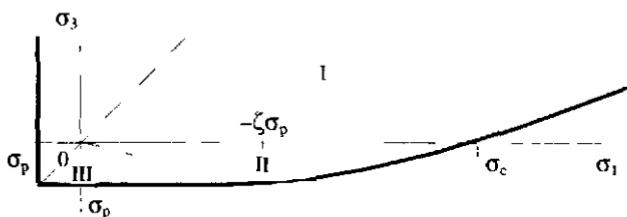


Рис 2.5. Зоны видов нагружения в пространстве главных напряжений

I – сжатие, II – раскальвание, III – растяжение

- При $\sigma_1 + \zeta\sigma_3 > 0$ и $\sigma_3 \leq 0$ – напряженное состояние раскальвания (зона II); равенство $S = \sigma_c$ соответствует условию разрушения от разрыва при сжатии.

- При $\sigma_1 + \zeta\sigma_3 < 0$ – напряженное состояние растяжения (зона III); Равенство $S = \sigma_p$ соответствует условию разрушения при разрыве.

Рассчитанное для окрестности подземных сооружений распределение напряженности (2.4) или степени нагруженности (2.5) пород позволяет оценить устойчивость конструктивных элементов или их отдельных частей. Линии равных величин с вокруг выработок определяют зоны равной нагруженности, а линия $c = 1$ соответствует условной границе зоны пластических деформаций и разрушения пород по Н.С. Булычеву [10]. Для оценки условий нагружения грунтов З.Г. Тер-Мартиросян [35] предложил использовать величину

$$\eta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + 2K \cos \phi},$$

полученную из критерия Кулона – Мора и имеющую тот же смысл, что и степень нагруженности c . Здесь K и ϕ – сцепление и угол внутреннего трения грунта соответственно.

Степень нагруженности пород (2.5) оценивает уровень напряжений пород по отношению к предельному состоянию и при моделировании может служить параметром, прямо или косвенно определяющим скорость необратимых деформаций или время до разруше-

ния. От вида нагружения зависит ориентация поверхностей возможного разрушения и направление необратимых и разрушающих деформаций по отношению к направлению главных осей тензора напряжений.

Поскольку процессы деформирования и разрушения в массиве протекают во времени, то и нагруженность с течением времени меняется вместе с напряжениями и прочностными свойствами пород.

Величины, обратные степени нагруженности, имеют смысл коэффициента запаса в каждой точке исследуемой области.

2.4. УСЛОВИЕ ПРОЧНОСТИ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД ПО ПЛОСКОСТЯМ НАРУШЕНИЙ

При исследовании прочности трещиноватых пород большое внимание уделяется поведению одиночной трещины [6]. Испытания прочности образцов горных пород с трещиной показывают, что условия предельной прочности по трещине на сдвиг аналогичны условию прочности пород в условиях объемного сжатия. Обычно для описания предельного условия прочности трещин на сдвиг используется критерий прочности Кулона – Мора [6, 12 и др.].

Поверхности раздела большой протяженности. Слоистое строение массивов горных пород часто определяет характер его деформирования и разрушения. Разрушение пород, имеющих плоскости раздела, происходит от сдвига по этим плоскостям или от разрыва при расслоении.

Предельное сопротивление сдвигу τ_{res} в плоскости раздела в зависимости от нормального напряжения σ_n выражается линейной зависимостью

$$\tau_{res} = \sigma_n \operatorname{tg} \phi_s + K_s, \quad (2.6)$$

где K_s и ϕ_s – параметры сопротивления сдвигу: сцепление и угол трения.

Если по нормали к поверхности раздела действуют растягивающие напряжения, то может произойти разрыв. Условие разрушения в этом случае следующее:

$$\sigma_n = \sigma_{pt}. \quad (2.7)$$

Прочность на растяжение σ_{pt} нормально к плоскости слоистости обычно значительно меньше, чем прочность на растяжение породы.

В общем случае в системе координат (x, y, z) напряженное состояние описывается вектором $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T$. Если ориентация плоскости раздела определяется углами простирания α и падения β , то максимальные касательные напряжения в плоскости раздела и напряжения, действующие по нормали к ней, определяются следующим образом [12]:

$$\begin{aligned} \tau_n &= \sqrt{\tau_{y'z'}^2 + \tau_{z'x'}^2}; \\ \sigma_n &= \sigma_{z'}. \end{aligned} \quad (2.8)$$

Для компонентов напряжений, входящих в зависимости (2.8), имеем выражения вида

$$\begin{aligned} \tau_{y'z'} &= \sigma_x l_2 l_3 + \sigma_y m_2 m_3 + \sigma_z n_2 n_3 + \tau_{xy} (l_2 m_3 + l_3 m_2) + \\ &+ \tau_{yz} (m_2 n_3 + m_3 n_2) + \tau_{zx} (n_2 l_3 + n_3 l_2); \end{aligned}$$

$$\tau_{z'x'} = \sigma_x l_3 l_1 + \sigma_y m_3 m_1 + \tau_{xy} (l_1 m_3 + l_3 m_1) + \tau_{yz} m_1 n_3 + \tau_{zx} n_3 l_1;$$

$$\sigma_{z'} = \sigma_x l_3^2 + \sigma_y m_3^2 + \sigma_z n_3^2 + 2\tau_{xy} l_3 m_3 + 2\tau_{yz} m_3 n_3 + 2\tau_{zx} n_3 l_3,$$

где $l_1, l_2, l_3, m_1, m_2, m_3, n_2, n_3$ – параметры формулы (1.6).

Сопротивление сдвигу по поверхностям раздела большой протяженности зависят от прочности материала заполнителя и шероховатости поверхностей [6, 12, 17 и др.]. Исходя из результатов экспериментов, разные авторы предлагаются различные варианты нелинейных критериев. Эти критерии рассмотрены в работе В. Витке [12], где показано, что условие прочности с достаточной точностью может быть описано билинейной зависимостью

$$\tau_{res} = \begin{cases} \sigma_n \operatorname{tg} \tilde{\varphi}_t & \text{при } \sigma_n \leq \sigma_{ns}; \\ \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_G^* + K_G & \text{при } \sigma_n > \sigma_{ns}, \end{cases} \quad (2.9)$$

где σ_n – нормальные напряжения, соответствующие точке перехода от одного условия прочности к другому. Угол $\tilde{\varphi}_t$, учитывающий связь с перемещением повышение сил трения, обычно больше угла внутреннего трения породы.

При разрушении величина сцепления во втором равенстве условия (2.9) становится нулевой. Величина угла трения при этом может измениться, если произошло скальвание выступов шероховатости или изменилась влажность.

Прерывистые поверхности раздела. Обычно плоскости понижения прочности образуются поверхностями раздела ограниченных размеров, разделенных между собой породными целиками. Из общих представлений о распределении напряжений в упругих телах следует, что вблизи границ трещин имеется концентрация касательных и нормальных напряжений. В. Виттке [12] различает условия разрушения трещин с раскрытыми участками и с заполненными либо сомкнутыми трещинами.

Для случая раскрытых трещин критерий прочности представляется в виде (2.6) с той разницей, что величины сцепления и угла трения зависят от концентрации напряжений в породном целике, а, следовательно, от формы трещин. Величина сцепления при этом составляет лишь малую долю сил сцепления породы, также зависимую от формы и размеров трещин. Учесть эти факторы в инженерных расчетах практически невозможно.

Для сомкнутых и заполненных материалом трещин сформулировать критерий прочности с учетом реального распределения напряжений очень сложно. Для остаточной прочности это условие В. Виттке представляет в виде

$$\tau_{res} = (1 - k)\sigma_n \operatorname{tg} \varphi_G^* + k\sigma_n \operatorname{tg} \varphi_t^*, \quad (2.10)$$

где φ_G^* и φ_t^* – углы остаточного трения в породных целиках и в расщепленных зонах; k – коэффициент расщепленности.

Из-за концентрации нормальных напряжений на границах поверхностей прерывистые поверхности раздела В. Виттке предлагает считать не обладающими какой-либо прочностью на растяжение.

В. Виттке констатирует, что сопротивление сдвигу, как по сплошным трещинам большой протяженности, так и по трещинам, прерываемым породными целиками, можно описать с помощью критерия разрушения Кулона – Мора и что оно явно меньше, чем сопротивление сдвигу самой породы. При этом следует иметь в виду, что большинство видов поверхностей раздела не обладает сцеплением. Прочность при растягивающей нагрузке, приложенной нормально к плоскости поверхности раздела, как правило, настолько мала, что во многих случаях ею можно пренебречь.

2.5. УСЛОВИЕ ПРОЧНОСТИ МАССИВА ПОРОД КАК ОДНОРОДНОЙ СРЕДЫ

Породы с системами трещин и слоистостью обладают ярко выраженной анизотропией прочностных свойств. Разрушение в массивах с блочной структурой пород происходит, главным образом, по системам трещин и по фиксированным направлениям.

Изложенные выше условия разрушения пород могут быть использованы при моделировании массивов пород с отдельными поверхностями раздела как самостоятельными объектами и в тех случаях, когда системы трещин определены по направлениям. Однако во многих случаях при численном моделировании массива горных пород нет достаточной информации по направлениям систем трещин и учесть каждую поверхность раздела невозможно. Как при решении задач деформирования массива пород с системами трещин может рассматриваться как однородная анизотропная среда, так и при решении проблемы разрушения он может рассматриваться как однородный с анизотропными прочностными свойствами (однородность в пределах каждой литологической разности пород).

Учитывая сложность раздельного определения напряжений по поверхностям разделов и в породных целиках между прерывистыми трещинами, вместо (2.10) можно воспользоваться условием прочности

сти (2.6) или (2.9) с усредненными значениями величин сцепления и углов трения.

Возможны ситуации, когда системы трещин в отдельных частях массива пород, например в местах мелкоамплитудной складчатости, не могут быть описаны по направлениям. В таких случаях трещиноватость можно рассматривать как хаотическую. Однако после образования горных выработок в результате ориентированных сдвигов вокруг них появляется явно выраженная прочностная анизотропия, ориентированная в соответствии с новым напряженно-деформированным состоянием. В результате техногенных воздействий на разных этапах нагружения могут проявляться системы нарушений по направлениям, которые на начальном этапе не были выделены.

Выражения (2.2) могут рассматриваться как критерий прочности горных пород с хаотическим распределением дефектов, не имеющих преимущественной ориентации. Этот критерий может быть полезен для оценки возможности разрушения пород с хаотической или недостаточно определенной трещиноватостью на первой стадии нагружения. При разрушении по ориентированным определенным образом дефектам на следующих этапах нагружения этот критерий уже не применим.

В среде с ориентированными дефектами разрушающие нагрузки зависят от направления главных осей действующих напряжений. Для такой среды условие прочности (2.2) обобщим, введя угловую функцию Ω (аналогичный подход использован при определении условия прочности Кулона – Мора и предела пластичности в работе [58]), учитывающую направления главных осей действующих напряжений относительно трещин:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + \frac{8}{m} \sigma_c \Omega(\alpha) Q(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) (\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad \text{при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 > 0; \quad (2.11)$$

$$\sigma_3 - \sigma_p \Omega(\alpha) = 0 \quad \text{при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 < 0.$$

Функция $\Omega(\alpha)$ зависит от вида разрушения: при сдвиге в условиях сжатия, при раскалывании или при разрыве следующим образом:

$$\Omega(\alpha) = \begin{cases} \Omega_1(\alpha_1) & \text{при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 > 0, \sigma_3 > 0; \\ \Omega_1(\alpha_1) \text{ или } \Omega_2(\alpha_3) & \text{при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 > 0, \sigma_3 \leq 0; \\ \Omega_2(\alpha_3) & \text{при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 < 0, \end{cases} \quad (2.12)$$

где Ω_1 и Ω_2 – угловые функции, характеризующие зависимость прочности соответственно на сдвиг при сжатии и на растяжение от взаимной ориентации главных напряжений и направлением системы плоских дефектов.

Второе из условий в равенстве (2.12) определено не однозначно. Какую из функций $\Omega_1(\alpha_1)$ или $\Omega_2(\alpha_3)$ в этом случае принять, зависит от вида напряженного состояния (сдвиг под углом к максимальному главному напряжению или раскалывание в направлении действия сжимающего напряжения, близкое к направлению максимального напряжения). Поскольку ориентация плоских дефектов по отношению к главным напряжениям может быть любой, то проверка прочности производится по трем главным плоскостям и, следовательно, в критерии (2.10) и в формулах (2.11) наряду с выражением $\sigma_1 + \zeta \sigma_3$ могут рассматриваться выражения $\sigma_1 + \zeta \sigma_2$ и $\sigma_2 + \zeta \sigma_3$ с одновременной заменой соответствующих индексов в этих формулах.

Для одной системы трещин изменение прочностных свойств по направлениям при сдвиговых разрушениях в условиях сжатия и при разрыве и раскалывании определяются с помощью функций

$$\Omega_1(\alpha_1) = 1 - k_1(1 + \cos 2\alpha_1) - k_2(1 - \cos 4\alpha_1); \quad (2.13)$$

$$\Omega_2(\alpha_3) = 1 - k_3(1 + \cos 2\alpha_3), \quad (2.14)$$

где α_1 и α_3 – углы между направлением трещин и максимальным и минимальным главными напряжениями соответственно; k_1 , k_2 и k_3 – коэффициенты угловых функций, определяемые в зависимости от прочностных свойств плоских дефектов.

Вид эпюра прочности породы с одной системой плоских дефектов приведен на рис.2.6. Для примера по предложенным формулам выполнены расчеты сопротивления разрушению трещиноватого песчаника при одноосном сжатии и гранита с ориентированными микродефектами при одноосном растяжении при различных значениях углов между на-

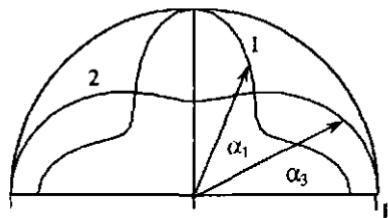


Рис.2.6. Относительная прочность породы с одной системой плоских дефектов в зависимости от направления приложения сил, рассчитанная по формулам (2.13) и (2.14)

1 и 2 – прочность на сжатие и растяжение соответственно

жаются, что позволяет учесть все возможные варианты взаимного расположения главных осей напряжений и направлений всех систем трещин.

Под логическим умножением понимается следующая операция:

$$\Omega^I(\alpha_i, \theta^I) \cdot \Omega^{II}(\alpha_i, \theta^{II}) = \min\{\Omega^I(\alpha_i, \theta^I), \Omega^{II}(\alpha_i, \theta^{II})\}, \quad (2.15)$$

где α_i – угловая координата; θ^I и θ^{II} – углы, определяющие направления трещин.

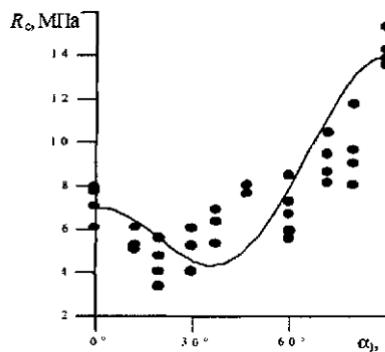


Рис.2.7. Экспериментальные данные [77] и расчетная зависимость прочности на одноосное сжатие образцов песчаника от угла α_1 по условию (2.13)

правлениями трещин и действующими максимальными и минимальными главными напряжениями. Графики (рис.2.7 и 2.8) построены при $k_1 = 0,25$, $k_2 = 0,20$, $k_3 = 0,15$.

При наличии двух или более ориентированных систем трещин функции (2.13) и (2.14) определяются для каждой из выделенных систем в отдельности. Функции (2.13) и (2.14), учитывающие прочностную анизотропию для каждой системы трещин в отдельности, в условии прочности (2.6) логически перемножаются.

Под логическим умножением понимается следующая операция:

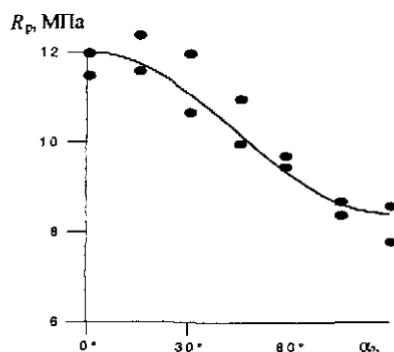


Рис.2.8. Экспериментальные данные [78] и расчетная зависимость прочности на одноосное растяжение гранита от угла α_3 по условию (2.14)

Для примера на рис 2.9 приведена диаграмма относительной прочности на сжатие породы с двумя системами трещин, полученная как произведение двух функций. При наличии экспериментальных данных о взаимном влиянии разных систем трещин друг на друга возможны иные способы определения логического умножения эпюар прочности.

Произведение для двух функций (2.15) естественным образом обобщается на любое их количество.

Поскольку в материале с ориентированными нарушениями прочность при растяжении различна по направлениям, то параметр m уже не определяет отношение прочности на сжатие к прочности при растяжении. Для m в условии (2.11) остается только роль параметра паспорта прочности. С другой стороны, эта роль усиливается тем, что с его помощью можно учесть качественные особенности трещин (гладкость, шероховатость, заполненность пластичным или жестким материалом).

В терминах привычного критерия Кулона – Мора величина m определяет угол внутреннего трения. Так, для пород с системой сухих шероховатых трещин величина m и соответственно угол внутреннего трения, может быть больше, чем в изотропной среде [17], а в материале с увлажненными трещинами и с трещинами, заполненными пластичным материалом, – меньше. В общем случае параметр m может задаваться в зависимости от ориентации систем трещин относительно плоскостей главных напряжений. Для пород с трещинами, заполненными глинистыми породами, или с контактами слоев, представленными слабым материалом, величина m меньше, чем в сплошной породе, а для сухих трещин поперек слоистости величина m может быть больше.

Условие прочности (2.11) не может быть однозначно представлено в пространстве главных напряжений; это можно сделать только в

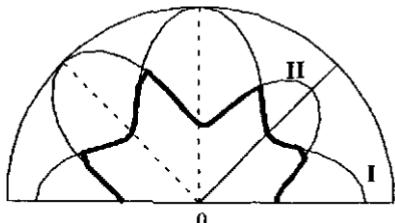


Рис. 2.9. Диаграмма относительной прочности на сжатие породы с двумя системами трещин с углом 45° между ними

I – при $p \approx 0,5$, II – при $p = 0,4$

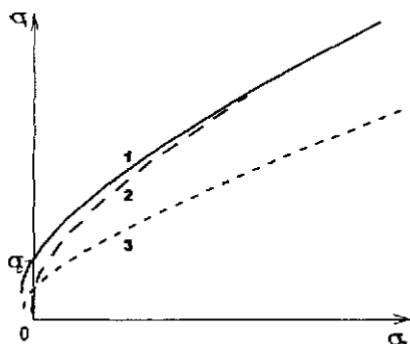


Рис.2.10. Паспорт прочности породы при различной ориентации направления σ_1 к трещинам

1 – при $\alpha_1 = \pi/2$ (поперек трещин), 2 – наклонно к сухим трещинам, 3 – наклонно к трещинам, заполненным пластичным материалом

пространстве четырех измерений: три координаты главных напряжений и угловая координата, определяющая взаимное положение плоскости главных напряжений и систем трещин. Для породы с ориентированными трещинами относительно направления действия главных напряжений может быть построен паспорт прочности в обобщенных координатах (рис.2.10). Графики (рис.2.10) иллюстрируют возможности описания прочности трещиноватых пород с помощью критерия (2.11) с разными по условиям контактов трещинами.

Применение критерия прочности (2.11) предпочтительнее для пород с хаотически ориентированной трещиноватостью или для тех случаев, когда в силу изменчивости выделить преобладающие направления систем трещин затруднительно.

Критерии прочности (2.6)-(2.7) для систем трещин с определенной ориентацией дополняются описанием условия разрушения по породе. Это может быть условие Кулона – Мора в такой же форме, что и для систем трещин при соответствующих величинах сцепления и угла трения. В качестве условия прочности по породе может быть принят нелинейный критерий (2.2).

2.6. НАПРЯЖЕННОСТЬ И НАГРУЖЕННОСТЬ ПОРОД В ТРЕЩИНОВАТОМ МАССИВЕ

Расчеты напряжений в массиве пород вокруг горных выработок выполняются для выявления наиболее нагруженных участков в конструктивных элементах с целью принятия решений по выбору их параметров или способов их защиты от недопустимых деформаций

или разрушения. Для массивов пород, не имеющих направленных систем дефектов, может быть использована величина напряженности (2.4), которая позволяет оценивать устойчивость конструктивных элементов подземных сооружений при сравнении величин напряженности пород с пределами прочности на сжатие и растяжение.

Для пород с ориентированными дефектами, условие прочности которых описываются критерием (2.6), напряженность

$$S = \begin{cases} \frac{m}{8\Omega^I(\alpha_1^I) \cdot \Omega^{II}(\alpha_1^{II}) \dots} \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{(\sigma_1 + \sigma_3)Q(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)} \right] & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 > 0; \\ \frac{\sigma_3}{\Omega^I(\alpha_3^I) \cdot \Omega^{II}(\alpha_3^{II}) \dots} & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 < 0, \end{cases} \quad (2.16)$$

где $\alpha_1^I, \alpha_1^{II}, \alpha_3^I, \alpha_3^{II}$ – соответственно углы, определяющие взаимное расположение максимального и минимального главных напряжений относительно поверхностей I, II и т.д. систем трещин.

Поскольку дефекты могут быть ориентированы произвольно, то расчеты напряженности выполняются не только в плоскости действия главных напряжений σ_1 и σ_3 , но и в двух других главных плоскостях напряжений. При этом в условии (2.11) σ_1 и σ_3 заменяются соответственно σ_2 и σ_3 или σ_1 и σ_2 . В качестве действующей нагруженности принимается максимальная из трех величин. При этом определяется, по какой из существующих плоских дефектов или с образованием новой системы трещин можно ожидать разрушения.

Равенство $S = \sigma_c$ соответствует условию разрушения в результате сдвига при сжатии при $\sigma_3 > 0$ или в результате раскалывания при $\sigma_3 \leq 0$; равенство $S = \sigma_p$ – условию разрушения при разрыве, как с образованием новых дефектов, так и по поверхностям нарушений. Удобство такого способа описания напряженного состояния заключается в том, что нет необходимости дополнительно анализировать направления главных напряжений и систем трещин в любой рассматриваемой точке. Расчеты напряженности с учетом этих факторов выполняются одновременно с напряжениями.

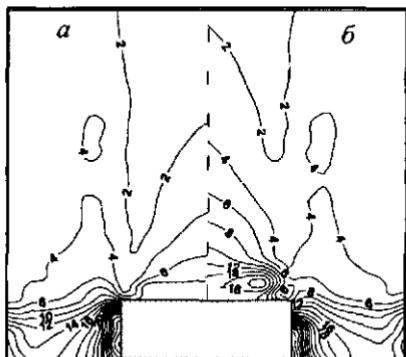


Рис.2.11. Распределение напряженности пород в отсутствие систем трещин (а) и в массиве с горизонтальными трещинами (б)

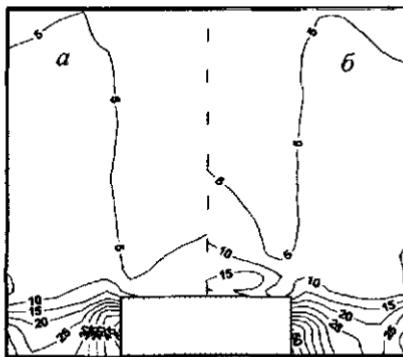


Рис.2.12. Распределение напряженности пород в массиве с системой вертикальных трещин вокруг выработки, направленной вдоль (а) и поперек (б) трещин

Для иллюстрации предлагаемого способа оценки устойчивости пород рассмотрена периодическая система протяженных камер прямоугольного сечения (ширина камер в 1,5 раза больше высоты), пройденных в массиве с различным способом ориентированной системой трещин (рис.2.11–2.14). Расчет напряжений вокруг выработок выполнен для условий плоской деформации без учета влияния деформационной анизотропии, проявляющейся в среде с ориентированной трещиноватостью. Отличие картин распределения нагрузженности пород в каждом из приведенных расчетов возникает за счет прочностной анизотропии, учитываемой критерием прочности (2.11).

Расчеты показали, что при наличии системы трещин во всех случаях напряженность пород в кровле достигает больших величин, чем в отсутствие системы трещин. В боках камер при горизонтальной трещиноватости напряженность практически такая же, что и при отсутствии трещин (рис.2.11), в других рассмотренных случаях (в породах с трещинами) нагрузженность существенно больше. В каждом из рассмотренных вариантов распределение напряженности позволяет оценить близость напряженного состояния к условию разрушения с учетом влияния особенностей строения массива. В приведенных примерах напряженность во всех случаях положительная, что свидетельствует о характере напряженного состояния, при котором в начальный

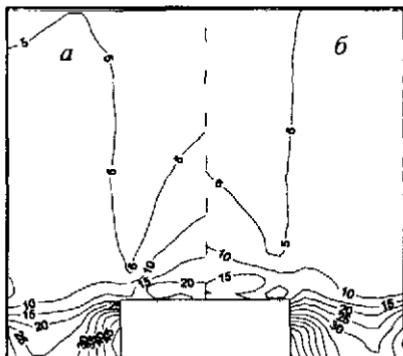


Рис 2.13 Распределение напряженности пород в массиве с системой вертикальных трещин вокруг выработки, направленной под углом 45° к направлению простира-ния трещин (а), и в массиве с наклонными трещинами (45°) с выработкой, пройден-ной поперек трещин (б), МПа

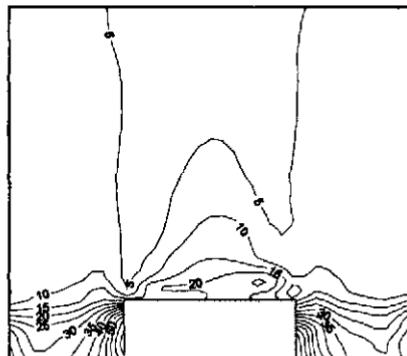


Рис 2.14 Распределение напряженности пород в массиве с системой наклонных трещин (45°) вокруг выработки, ось которой совпадает с простира-нием трещин, МПа

период разрушение возможно только в результате сдвига при сжатии. Величины напряженности сравниваются только с прочностью на одноосное сжатие. Условий нагружения, при которых возможно разрушение от разрыва, в рассмотренных примерах не возникает.

Величина степени нагруженности элементов массива, рассчитанная по формулам (2.6), позволяет оценить "близость" напряженного состояния к условию разрушения в изотропных породах (с хаотической нарушенностью). В неоднородном массиве, состоящем из породных слоев с различными прочностными свойствами, в отличие от нагруженности, распределение степени нагруженности пород будет прерывным со скачками на контактах слоев.

Как и для изотропных пород

$$c = \begin{cases} S/\sigma_c & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 > 0; \\ S/\sigma_p & \text{при } \sigma_1 + \zeta\sigma_3 < 0 \end{cases} \quad (2.17)$$

определяет степень нагруженности для пород с ориентированными системами плоских нарушений.

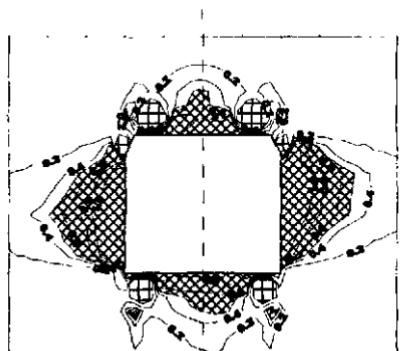


Рис.2.15. Степень нагруженности пород вокруг штreta в массиве с системами трещин: горизонтальной ($p = 0,05$), с вертикальной поперек оси штreta ($p = 0,1$) и с наклонной вдоль оси штreta ($p = 0,2$)

ги или разрывы по поверхностям ослабления, т.е. о степени устойчивости (рис.2.15).

Картина распределения степени нагруженности в породах вокруг выработок позволяет, в случае необходимости, принимать решения по упрочнению пород или креплению выработок и служить обоснованием для выбора вариантов.

Для блочных массивов пород критерии разрушения в форме Кулона – Мора для каждой из систем трещин могут быть представлены в общем виде следующим образом:

$$\begin{aligned} \sigma_n \operatorname{tg} \phi + K_0 p_i - \tau_n &= 0 \text{ при } \sigma_n \geq 0; \\ \sigma_n - p_i \sigma_p &= 0 \text{ при } \sigma_n < 0, \end{aligned} \quad (2.18)$$

где σ_n и τ_n – нормальные и касательные напряжения к плоскости рассматриваемой системы трещин (раздел 2.4); σ_p – прочность сплошного материала на разрыв.

В условии (2.18) величины p_i выражают степень ослабления по системе трещин с номером i по сравнению со сплошным материалом. В общем случае угол трения по каждой из систем трещин может

Области массива, оконтуренные линиями $c = 1$ аналогичны условным зонам нарушения сплошности массива по поверхностям ослаблений, построенным по обобщенным диаграммам прочности трещиноватых пород, предложенным Г.Н. Кузнецовым [29]. Условная зона не может быть отождествлена с действительной зоной нарушения сплошности [10]. Вместе с тем, конфигурация и размеры условной зоны дают наглядное представление о наиболее опасных участках контура сечения выработки, о возможных размерах зон, где могут реализоваться сдвиги

быть разным в зависимости от типа поверхностей раздела и заполнителя, более того – они могут зависеть от степени нарушенности или параметров напряженного состояния.

Степень нагруженности для каждой системы трещин

$$c = \begin{cases} |\tau_n| / (\sigma_n \operatorname{tg} \varphi + K_0 p_i) & \text{при } \sigma_n \geq 0; \\ \sigma_n / (p_i \sigma_p) & \text{при } \sigma_n < 0. \end{cases} \quad (2.19)$$

Для примера рассмотрим напряженное состояние слоистого трещиноватого массива пород вокруг одиночной выработки, пройденной на глубине 1000 м. Простирание слоистости и трещин совпадает с осью выработки. Угол падения слоистости 20°, угол падения трещин 60°.

Приведем два варианта: в первом случае слои пород не разделены податливым материалом, во втором – коренные породы чередуются с тонкими прослойками пластичных пород (рис.2.16). В обоих случаях крутопадающие трещины сухие, не заполненные податливым материалом.

В первом варианте массив обладает деформационной изотропией; слоистость и трещиноватость проявляется в прочностной анизотропии. Сцепление и угол трения по напластованию и по крутопадающим трещинам $K_0 p_1 = 8 \text{ МПа}$, $\varphi_1 = 30^\circ$ и $K_0 p_2 = 5 \text{ МПа}$, $\varphi_2 = 35^\circ$ соответственно. Во втором случае расчет выполнен с учетом пониженной сдвиговой жесткости в направлении слоистости в 2 раза.

Степень нагруженности рассчитывалась по поверхностям напластования и по крутопадающим трещинам независимо друг от друга по формулам (2.19). Расчеты показали, что в слоистом массиве с прослойками пластичных пород степень нагруженности по контактам расслоенности значительно меньше (рис.2.16, б), чем в массиве без слабых прослоев (2.16, а).

Расчет степени нагруженности (2.19) позволяет не только оценить наиболее опасные участки, но и указать, по какой из систем трещин может произойти разрушение. На рис.2.16, б и г показано распределение степени нагруженности по направлениям крутопадающих трещин. В приконтуруной части массива пород с пластичными прослойками размеры зон, в которых степень нагруженности

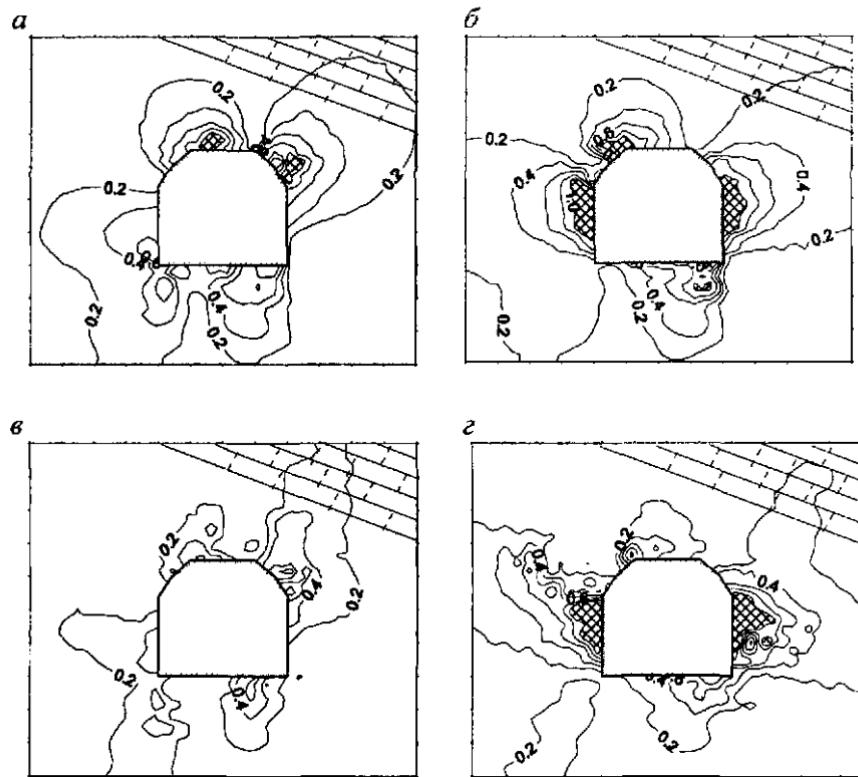


Рис.2.16. Степень нагруженности пород вокруг одиночной горной выработки в трещиноватом слоистом массиве: *а* и *б* – слоистый массив без прослоев пластичных пород; *в* и *г* – слоистый массив с прослойками пластичных пород; *а* и *в* – по пологим трещинам; *б* и *г* – по крутопадающим трещинам

больше единицы, несколько больше, чем в породах без пластичных прослоев.

Таким образом, с помощью расчета распределения напряженности и степени нагруженности можно оценить наиболее опасные участки массива трещиноватых и слоистых пород в окрестности подземных выработок и помочь в выборе мер их охраны.

Применение способа оценки напряженного состояния массива путем расчета распределения напряженности в отдельных его частях позволяет сравнивать варианты и обоснованно выбирать

мероприятия по обеспечению сохранения устойчивого состояния подземных сооружений и их элементов в скальных породах при наличии одной или нескольких систем трещин. Отличительной особенностью этого способа является то, что оценка состояния в каждой точке массива осуществляется сравнением напряженности с одной из величин прочности (на сжатие или растяжение) и не требует специального анализа возможного разрушения трещин в отдельных сечениях. Напряженность рассчитывается, исходя из критерия прочности, учитывающего прочностную анизотропию, вызванную наличием поверхностей ослаблений, и потому при анализе обстановки не требуется проведения специального анализа по направлениям систем трещин.

Согласно способу оценки устойчивости слоистых и трещиноватых пород по степени нагруженности, напряжения сравниваются с предельными значениями по плоскостям нарушений. Сравнение величин степени нагруженности с единицей характеризуют "близость" напряженного состояния к предельному. Их распределение позволяет оценивать размеры зон наиболее опасных участков и выявить системы трещин, по которым, прежде всего, возможны разрушения.

В рассмотренных здесь методах оценки устойчивости массив рассматривается как сплошная непрерывная среда; расположение отдельных прослоев и трещин не описывается, предполагается, что в каждой точке исследуемой части массива (в пределах пород одной литологической разности) их появление равновероятно. Отдельные, определенные в пространстве, геологические структуры (прослои пород с отличными от основных пород свойствами) или отдельные геологические нарушения при математическом моделировании могут учитываться как элементы неоднородности.

2.7. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В ТРЕЩИНОВАТОМ МАССИВЕ ПОРОД*

При выемке полезного ископаемого проходят вспомогательные подготовительные выработки, используемые с различными целями. Разные части подготовительных вентиляционно-закладочных и откаточных выработок, пройденных выше и ниже отрабатываемого рудного тела, по направлению расширения очистной выемки, оказываются в различных условиях нагружения, причем на разных участках эти условия меняются при ведении очистных работ.

Рассмотрим следующую ситуацию. Отработка горизонтально залегающего слоя полезного ископаемого мощностью 15 м ведется на глубине 900 м. Участок массива находится в зоне влияния тектонических сил, при этом горизонтальные напряжения в направлении поперек выработок больше вертикальных в 1,6 раза. Выработка вентиляционно-закладочного горизонта пройдена на 25 м выше, а откаточного горизонта на 100 м ниже рудного слоя. Сечение выработок имеет сводчатую форму шириной 5 и высотой 3,5 м.

Массив пород неоднородный: модуль упругости налегающих пород, руды и подстилающих пород соответственно составляет $7 \cdot 10^4$ МПа, $4 \cdot 10^4$ МПа и $5 \cdot 10^4$ МПа, коэффициент Пуассона у всех пород одинаковый ($\nu = 0,35$). Поскольку массив трещиноватый, то считается, что сдвиговая жесткость по всем направлениям ослаблена, параметр дискретности $k_c = 0,2$ (см. раздел 1.5).

Массив горных пород обладает тремя системами трещин. В пределах рассматриваемого участка ориентация и прочностные свойства систем трещин существенно не меняются и считаются постоянными. Направления систем трещин характеризуются азимутом простирания α и углом падения β (табл. 2.1). Азимут направления оси выработки $\alpha_0 = 20^\circ$. Направление простирания систем трещин не совпадает с направлением движения фронтов очистных работ и подготовительных выработок. В плоских сечениях поперек выработок след наклонных трещин проходит под углом $\beta' = \beta \cos(\alpha - \alpha_0)$.

* Постановка задачи сформулирована совместно с к.т.н. В.А. Смирновым.

Таблица 2.1

Параметры ориентации систем трещин

Система трещин	Азимут простирания	Угол падения	β'
I	75°	55°	31,5°
II	155	75	-53
III	260	70	-35
IV	20	95,5	95,5
V	20	-2	-2

Примечание. IV и V – системы трещин, введенные дополнительно.

На рис.2.18 приведена схема направлений следов трещин в сечении поперек оси выработки, из которой следует, что между направлениями I и II систем угол составляет $84,5^\circ$, между I и III системами – $66,5^\circ$, между трещинами систем II и III – угол 18° .

В условиях повышенных напряжений вокруг выработок разрушение пород наиболее вероятно по направлениям существующих трещин. Однако, поскольку между I и II, I и III системами углы превышают 45° , то возможно разрушение по направлениям, не совпадающим с существующими трещинами. Для оценки возможности разрушения используем метод расчета для дискретных сред с заданными направлениями по существующим системам трещин и добавочным направлениям IV и V, проходящим между системами I и II, I и III с простиранием, совпадающим с направлением оси выработок. Углы падения для дополнительных направлений IV и V принимаются такими, чтобы они делили углы между существующими трещинами на равные части (рис.2.17). В таком случае углы между направлениям трещин не превысят 45° , что позволит получить результат анализа возможных разрушений с допустимой точностью.

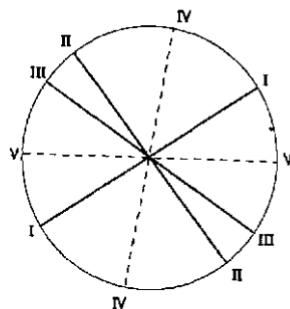


Рис.2.17. Следы трещин на плоскости, перпендикулярной оси выработки

Породы налегающей толщи характеризуются пределом прочности при одноосном сжатии, равным 100 МПа в налегающей и 70 МПа в подстилающей

толще, а также углом внутреннего трения, равным 35° . Интенсивность проявления трех систем трещин примерно одинакова и характеризуется параметром относительной остаточной прочности $p_i = 0,2$ ($i = 1, 2, 3$). Остаточная прочность дополнительных систем IV и V $p_4 = p_5 = 1$. Угол трения по всем системам трещин принят равным 35° (сухие трещины).

Расчет напряженного состояния пород вокруг выработок выполнен методом конечных элементов. Для оценки возможности разрушения в каждом элементе рассматриваемой области определялась степень нагруженности (2.19) по каждому из выделенных направлений.

Расчеты показали, что до влияния очистных работ (рис.2.18), картины распределения опасных зон вокруг вентиляционно-закладочной и откаточной выработок отличаются незначительно. Наличие горизонтальных тектонических сил оказывают существенное влияние на конфигурацию опасных по разрушению зон. Если в обычных условиях наиболее опасными по разрушению являются бока выработок, то при наличии бокового сжатия, достигающего $1,6\gamma h$, – в кровле и почве выработок. Опасные по разрушению зоны строятся для каждой из систем трещин. Внутри зон (на рис.2.18 заштрихованы) степень нагруженности по соответствующей системе трещин превышает величину относительной длительной прочности 0,7. Перекрестная штриховка означает, что в соответствующей зоне опасность разрушения возникает по двум или трем системам трещин.

Результаты расчетов свидетельствуют, что в одиночных протяженных выработках, пройденных в однородном (неслоистом) массиве, на которые не влияют очистные работы, наличие горизонтальных сжимающих напряжений, вызванных тектоническими силами или другими явлениями, приводят к преобладающим разрушениям в кровле и почве.

При отработке полезного ископаемого подготовительные выработки испытывают влияние отработки сначала на небольшом участке, затем по мере увеличения площади отработки, это влияние распространяется на другие части выработок. Для оценки влияния расширяющегося очистного пространства выполнены расчеты напряженного состояния массива пород в плоском сечении в направлении

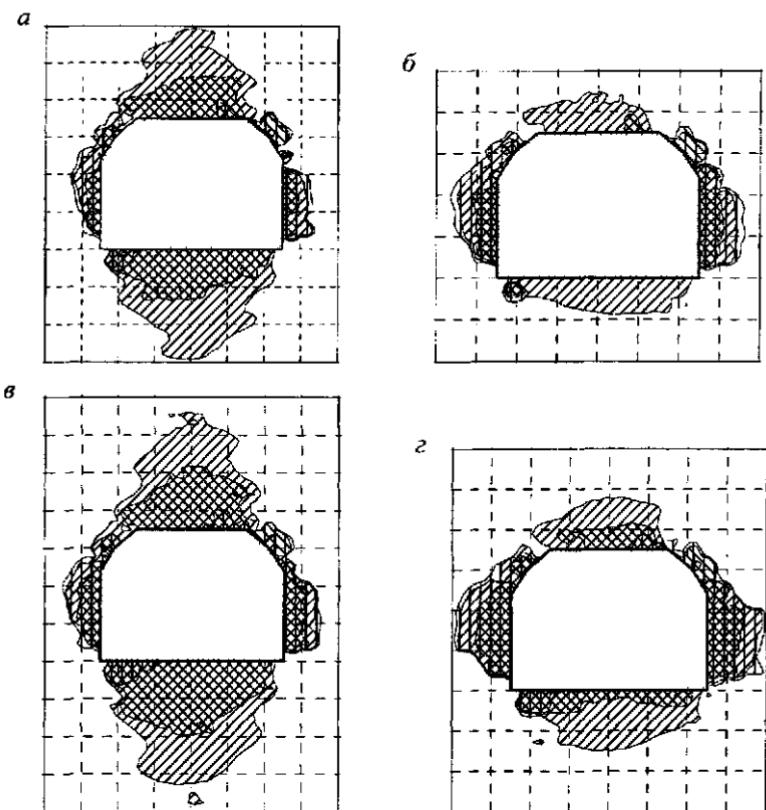


Рис.2.18. Зоны, опасные по разрушению, в приконтурном массиве пород вентиляционно-закладочной (а и б) и откаточной (в и г) выработок: а и в – в массиве с тектоническими силами; б и г – без тектонических сил

движения фронтов выемки при различных пролетах отработанного участка от 60 до 540 м с шагом 60 м (рис.2.19).

В зависимости от места расположения участка выработки относительно границ очистного пространства вертикальные напряжения на уровне вентиляционно-закладочного и откаточного горизонтов меняются в значительных пределах. На участках, расположенных вблизи оси очистной выработки, возникает разгрузка – напряжения существенно меньше действовавших в естественных условиях (γh).

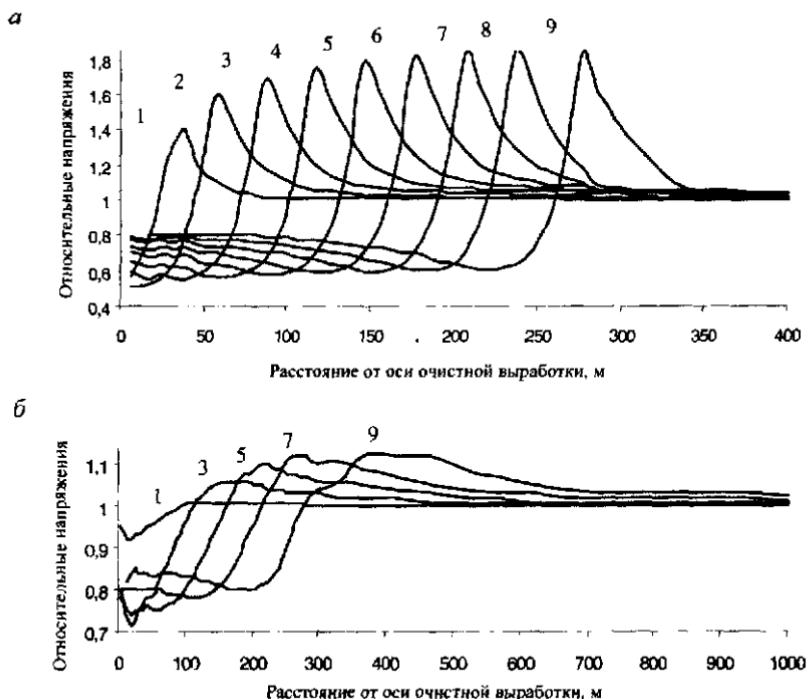


Рис.2.19. Зависимости вертикальных напряжений $\sigma_y/\gamma h$ от расстояния до оси очистной выработки на вентиляционно-закладочном (а) и откаточном (б) горизонтах

1-9 – при $L/2$, меняющемся от 30 до 270 м с шагом 30 м

На вентиляционно-закладочном горизонте при пролете выработки 60 м напряжения составляют $0,5\gamma h$ (рис.2.19, а), а при ее расширении они увеличиваются до $0,8\gamma h$. На откаточном горизонте ситуация аналогична: минимальное значение напряжений $0,7\gamma h$, а максимальное $0,9\gamma h$ (рис. 2.19, б).

При удалении от оси выработки напряжения возрастают до γh , а за пределами границ превышают γh . На участках вблизи очистного забоя в зоне опорного давления вертикальные напряжения больше первоначальных. На вентиляционно-закладочном горизонте при пролете выработки 60 м напряжения могут достигать $1,4\gamma h$, а при ее расширении они увеличиваются до $1,8\gamma h$. Стабилизация максимальной

величины опорного давления наступает при пролете очистной выработки около 480 м (рис.2.19, *а*).

На откаточном горизонте качественная ситуация аналогичная при том, что в силу большей удаленности от очистной выработки, величины концентрации напряжений существенно меньше. При ширине выработки 60 м максимальное значение напряжений достигает $1,02\gamma h$, а при расширении выработки достигает $1,15\gamma h$ (рис.2.19, *б*).

Размеры и конфигурация зон, опасных по разрушению при контурных пород, для участков выработок вентиляционно-закладочного горизонта, оказавшихся в условиях максимальной разгрузки вертикальных напряжений (рис.2.20), и для частей выработок, оказавшихся в зоне максимальной пригрузки на участках опорного давления (рис.2.21) показывают, насколько существенную роль играют тектонические силы.

Для участков вентиляционно-закладочной выработки, попавших в зону разгрузки (рис.2.20, *а*), ситуация с опасностью разруше-

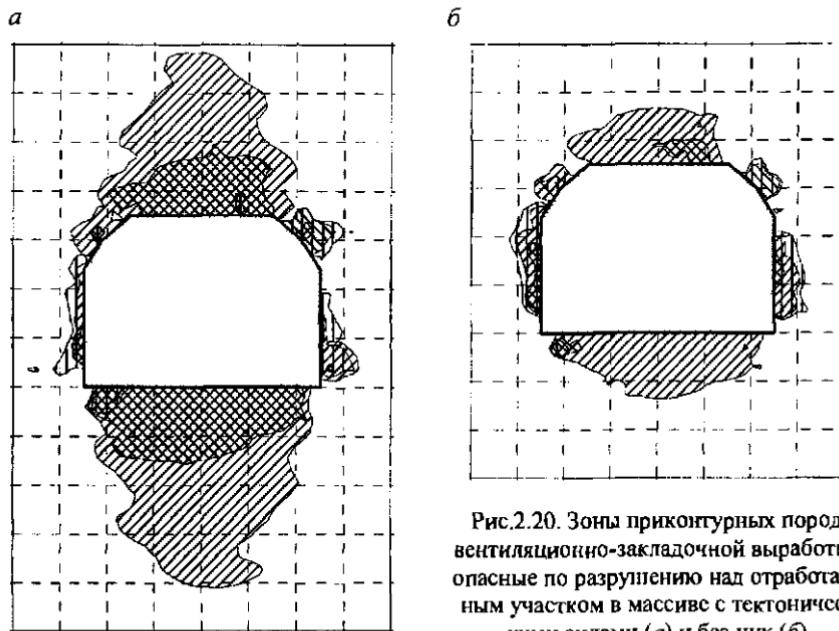


Рис.2.20. Зоны приконтурных пород вентиляционно-закладочной выработки, опасные по разрушению над отработанным участком в массиве с тектоническими силами (*а*) и без них (*б*)

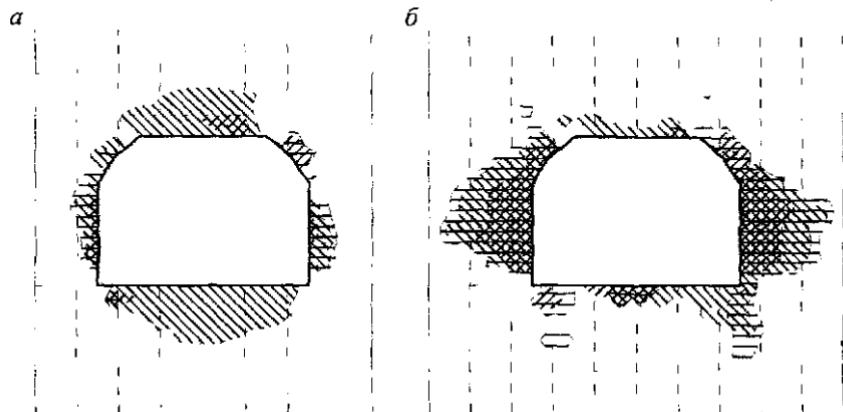


Рис.2.21. Зоны приконтурных пород вентиляционно-закладочной выработки, опасные по разрушению на участке влияния опорного давления в массиве с тектоническими силами (а) и без них (б)

ния в кровле и почве не улучшается; размеры опасных зон без “защитного действия” подработки (рис.2.18, а) значительно меньше. Контрольный расчет при условии отсутствия горизонтальных тектонических сил показал, что подработка оказывает защитное действие, ситуация меняется к лучшему.

Зоны, опасные по разрушению, существовавшие в боках выработок (рис.2.18, б), при разгружающем действии очисткой выработки заметно уменьшаются (рис. 2.20, б). Отметим, что наибольшую опасность представляют зоны, в которых опасность по разрушению наблюдается по двум или трем системам трещин (перекрестная штриховка на рис.2.18, 2.20 и др.).

На участках вентиляционно-закладочной выработки, попавших в зону влияния опорного давления, ситуация заметно меняется (рис.2.18, а и 2.21, а). Если вне зоны влияния отработки размеры опасных зон в кровле, почве и боках выработки не выходят за пределы 0,6 м, то на участках влияния опорного давления размеры зоны, опасной по разрушению пород в почве выработки, увеличиваются до 1 м, а в боках до 1,5 м (зоны с перекрестной штриховкой). Следует отметить, что при отсутствии тектонических сил влияние опорного

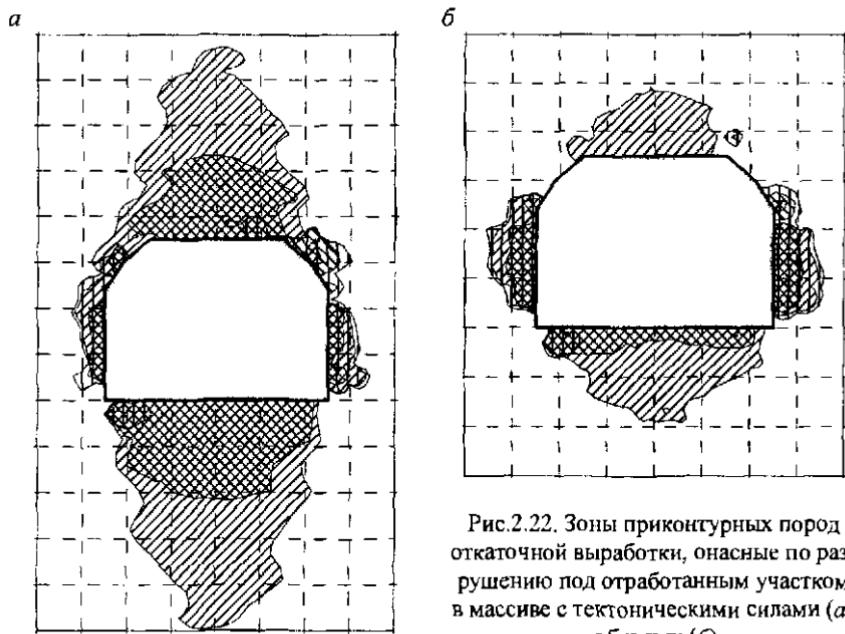


Рис.2.22. Зоны приконтурных пород откаточной выработки, опасные по разрушению под отработанным участком в массиве с тектоническими силами (а) и без них (б)

давления проявляется сильнее (рис.218, б и 2.21, б). Если вне зоны влияния очистных работ опасные участки, расположенные в боках выработки, распространяются на глубину не более, чем на 0,5 м, то под влиянием опорного давления они увеличиваются до 2 м. Кроме того, появляются зоны, опасные по разрушению, в почве выработки.

На участках откаточной выработки, расположенных под очистной выработкой, в массиве с тектоническими силами разгружающий эффект не проявился (сравните рис.2.18, в и 2.22, в). Более того, размеры зон, опасных по разрушению, в кровле выработки под очистным пространством увеличились с 1,5 до 2 м. Ситуация в почве и боках выработки также не стала более безопасной. В силу удаленности откаточной выработки разгружающего действия не появляется и в массивах без тектонических сил (рис.2.18, г и 2.22, г).

На участках откаточной выработки в зоне влияния опорного давления при наличии тектонических сил и при их отсутствии размеры опасных зон существенно не различаются (рис.2.18, в и г; 2.23).

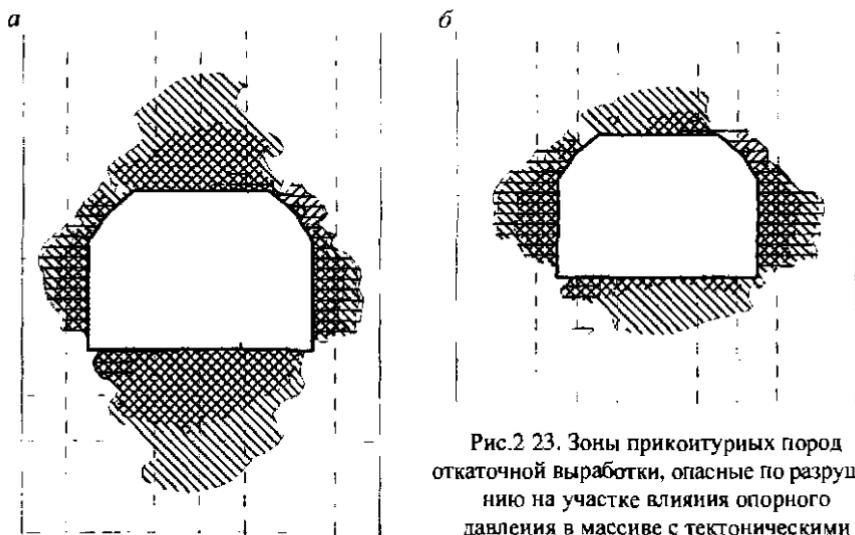


Рис.2 23. Зоны приконтурных пород откаточной выработки, опасные по разрушению на участке влияния опорного давления в массиве с тектоническими силами (а) и без них (б)

Для оценки опасности разрушения в рассмотрение были введены два направления с фиктивными трещинами, со степенью остаточной относительной прочности, равной единице. В рассмотренных случаях опасные по разрушению зоны по фиктивным направлениям также появляются, но они имеют незначительные размеры и располагаются внутри зон, связанных с существующими системами трещин.

3. ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД

3.1. ФЕНОМЕНОЛОГИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ РАЗРУШЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД С ПРОИЗВОЛЬНО ОРИЕНТИРОВАННЫМИ СИСТЕМАМИ ПОВЕРХНОСТЕЙ ОСЛАБЛЕНИЙ

Горные породы в большинстве своем относятся к хрупким материалам, разрушение которых происходит с образованием новых и развитием существующих трещин. Часто природные три-четыре или более систем трещин однозначно определяют возможные поверхности, по которым могут происходить разрушения горных пород. Однако встречаются ситуации, когда в отдельных частях массива имеется не более двух ориентированных систем дефектов или они отсутствуют вовсе. В этом случае они не в полной мере определяют возможную геометрию поверхностей, по которым может происходить разрушение. Таким условиям, например, соответствуют образцы, испытываемые в лабораторных условиях. В большинстве случаев мощные пачки соляных слоев до начала техногенного воздействия могут рассматриваться как однородные или обладающие одной системой плоских дефектов, обусловленных слоистостью.

При математическом моделировании обычно рассматриваются лишь отдельные, наиболее существенные трещины или контакты блоков и слоев; части массива между ними полагаются однородными. В современной литературе процессы разрушения вокруг выработок часто называют пластическим деформированием и при моделировании применяют методы теории пластичности [4, 10]. Разрушение пород в зонах пластического деформирования чаще всего не рассматривается вовсе или, в некоторых случаях, только как процесс изменения скалярной характеристики прочности пород при запредельном деформировании, при котором прочностные свойства материала остаются изотропными. В инженерных расчетах устойчивость подземных сооружений обычно оценивается либо при сопоставлении рассчитанных напряжений с предельными величинами, либо по размерам зон пластических деформаций. Методы моделирования разрушения пород вокруг вы-

работок как процесса развития существующих и образования новых систем нарушений в настоящее время не развиты.

Трудность описания процессов деформирования и разрушения при моделировании трещиноватого массива горных пород заключается в необходимости формулирования начального состояния нарушенности и учета изменения параметров анизотропных деформационных и прочностных свойств в разрушающемся массиве пород. Это связано с тем, что в большинстве случаев направление и количество вовлеченных в процесс разрушения систем ослаблений (трещин, контактов слоев, прослойков слабопрочных и пластичных пород) в отдельных частях изучаемой области неизвестно.

На феноменологическом уровне (без рассмотрения физических аспектов разрушения) проблема многовариантности может быть разрешена путем рассмотрения ограниченного количества систем плоских дефектов или ослаблений с фиксированными направлениями. К каждой такой системе относятся ослабления в некотором угловом диапазоне так, что любая возможная (существующая или вновь появляющаяся) трещина попадает в одну из фиксированных систем. В то же время любая протяженная зона с произвольно ориентированной системой трещин с достаточной точностью может быть представлена при помощи набора участков меньших размеров с трещинами, имеющими заданные направления. Такой подход оправдан, в том числе тем, что изменение направления приложения сил по отношению к трещине в некотором диапазоне несущественно. К примеру, исследованиями установлено, что изменение направления трещин в пределах от 45 до 65° при испытании на сжатие практически не влияет на прочность скальных пород [18].

В работах А.Н. Ставрогина [58, 59] процесс разрушения горных пород на микроуровне объясняется образованием сочетающихся дефектов, разрушающихся путем сдвига и отрыва, определенным образом ориентированных к направлениям главных напряжений. Такое представление позволило объяснить отклонения углов разрушения от направлений максимальных сдвигающих напряжений, увеличение объема при пластическом деформировании и другие эффекты. Нами ставится задача такого описания разрушения и пластического деформирования, которое дает возможность учитывать эти явления при

численном моделировании геомеханических процессов в массивах горных пород.

Идея предлагаемого метода заключается в том, что в каждой точке массива (в каждом отдельном элементе) в процессе моделирования на всех этапах нагружения рассматривается ограниченное количество направлений, по которым возможны разрушения при сдвиге или разрыве на макроуровне. Такой подход позволяет при численных расчетах перебирать возникающие условия по всем выделенным направлениям на каждом этапе нагружения. Таким способом автоматически учитываются влияние поворотов главных осей тензора напряжений, когда активное разрушение может происходить то по одним, то по другим системам ослаблений.

В конкретных случаях выбор фиксированных направлений ослаблений в плоском сечении может производиться с учетом существующих систем трещин и слоистости.

Для иллюстрации рассмотрим плоское сечение, в котором отсутствуют выделенные направления систем нарушений. В таком сечении предлагается рассматривать системы ослаблений, которые могут возникнуть по четырем направлениям: горизонтальному, вертикальному и правому и левому, наклоненному под углом $\pi/4$ к горизонту (рис.3.1). При этом следует понимать, что фиксированные углы определяют не истинное направление системы ослаблений, а центральный радиус сектора вероятного направления, т.е. выделенные системы ослаблений I, II, III и IV имеют направления соответственно: $0^\circ \pm \pi/8$; $\pi/2 \pm \pi/8$; $\pi/4 \pm \pi/8$; $-\pi/4 \pm \pi/8$.

В выделенном объеме к указанным четырем системам ослаблений в плоском сечении (рис.3.1) добавляются аналогичные системы еще на двух перпендикулярных площадках, и, кроме того, системы ослаблений под углом 45° к этим площадкам. Как следует из

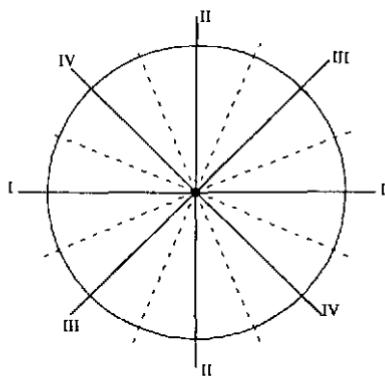


Рис.3.1. Схема фиксированной ориентации плоских ослаблений, перпендикулярных плоскости деформирования

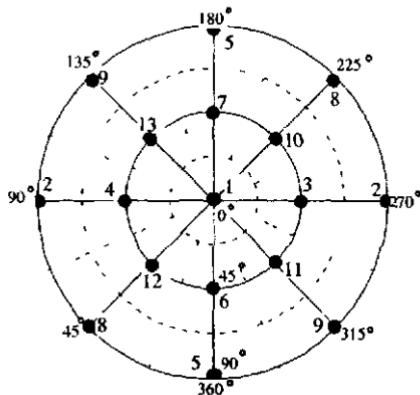


Рис.3.2. Диаграмма фиксированных направлений систем трещин. Зоны внутри штриховых контуров определяют множество направлений, относящихся к соответствующей системе трещин

прочность на сдвиг и на растяжение, а также другие свойства элемента массива.

Принятая здесь схема разбиения с угловым шагом 45° не обязательна. Более высокой точности расчетов можно добиться при выделении большего количества поверхностей разрушения, например с шагом 30° . Количество и шаг направлений может быть задан любым с учетом реально существующих систем нарушений.

Рассмотрим способ однопараметрического задания прочности систем нарушений. Каждая из систем характеризуется величиной p_i ($i = 1, 2, \dots, 13$), определяющей меняющуюся в процессе разрушения прочность. В начальный момент времени p_i могут быть равными (при отсутствии ослаблений по соответствующим направлениям) или меньшими единицы, если в соответствующей системе имеются ослабления: трещины, слабые контакты или прослойки пластичных пород. Величина p_i определяет относительную прочность на разрыв при растяжении поперек плоскости трещин, относительную прочность на сдвиг в условиях сжатия (имеется в виду прочность относительно ненарушенного состояния) и сцепление по плоскостям нарушений.

трещинной диаграммы (рис.3.2), тринадцать систем покрывают все поле возможных направлений ослаблений с интервалом 45° . Системы ослаблений I–IV в плоском сечении (рис.3.1) на трещинной диаграмме (рис.3.2) отмечены цифрами 1–4 на диаметре 90° – 270° . Точка на диаграмме (рис.3.2) определяет плоскость, касательную к сферической поверхности.

В общем случае каждая система ослаблений может характеризоваться одним или несколькими параметрами, с помощью которых описывают

В породах, рассматриваемых как сплошной материал, анизотропия прочностных свойств с одной системой трещин проявляется в зависимостях относительной прочности на сжатие и на растяжение от угла между трещинами и направлением приложения сил, которые можно принять в виде

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_c^0} = 1 - k_0(1 + \cos 2\alpha_1) - \frac{1-p}{2}(1 - \cos 4\alpha_1) \quad (3.1)$$

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_p^0} = 1 - \frac{1-p}{2}(1 + \cos 2\alpha_3), \quad (3.2)$$

где σ_c^0 и σ_p^0 – прочность при одноосном сжатии и растяжении в материале без трещин; k_0 – величина, определяющая прочность на сжатие в направлении ослаблений, $k_0 = k_1 + (1 - k_1)p$; k_1 – константа, определяющая отношение прочности на сжатие в направлении и поперек трещин; p – параметр ослабления в плоскости нарушения; α_1 и α_3 – углы между направлением трещин и максимальным и минимальным главными напряжениями соответственно.

Согласно зависимостям (3.1) и (3.2) прочность на одноосное сжатие и растяжение поперек плоскости ослаблений составляет σ_c^0 и $p\sigma_p^0$, а в плоскости ослаблений соответственно $k_0\sigma_c^0$ и σ_p^0 . На рис.2.6. приведены графики, иллюстрирующие зависимости (3.1) и (3.2) для материала, имеющего одну систему трещин при $p = 0,5$ и $k_1 = 0,7$.

Для нескольких систем нарушений относительная прочность в заданном направлении определяется логическим произведением параметров прочности (3.1) и (3.2), рассчитанных для всех систем. Под логическим произведением двух угловых функций здесь понимается операция, описываемая формулой (2.15). Такой способ моделирования может быть использован, прежде всего, для горных пород с первоначально хаотической трещиноватостью или с системами дефектов с неустойчивой направленностью.

В массивах пород с ориентированными системами трещин, образующими блоки, разрушение происходит, как правило, по по-

верхностям разделов. Условия разрушения описываются для каждой из систем трещин в форме критерия Кулона – Мора (2.18).

Породы с хаотической трещиноватостью также могут рассматриваться как обладающие ограниченным количеством систем дефектов с заданными направлениями. При этом условие прочности по каждому из выделенных направлений также определяется критерием (2.18). Если в первоначальный период все направления равноправны, то в процессе нагружения и разрушения образуются выделенные системы нарушений. Такую модель можно определить как модель квазиблочной среды.

В каждой точке исследуемой области в текущий момент нагружения разрушение может происходить по любой из систем ослаблений или выделенных направлений, на которых создались соответствующие условия нагружения.

Под текущим моментом здесь понимается не момент времени, а момент нагружения. Поскольку численное моделирование процессов нелинейного деформирования и разрушения выполняется по шагам, в том числе без приращения времени, то в один момент времени условия нагружения могут меняться от шага к шагу. Следует отметить, что под прочностью ослабления понимается суммарная прочность по представительной площади, включающей собственно дефекты и ненарушенные породы, разделяющие плоские дефекты.

3.2. МОДЕЛЬ МЕХАНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД КАК СПЛОШНОЙ И КВАЗИБЛОЧНОЙ СРЕДЫ

Рассматриваемая здесь модель горных пород адаптирована к реальным возможностям численных методов. При этом состояние элемента массива – конгломерата определяется параметрами состояния как монолитных частей, так и поверхностей ослабления. Хаотически ориентированные дефекты влияют на свойства и поведение материала, однако в рамках представительного объема не рассматриваются как отдельные объекты, оставаясь составной частью основного материала. Дефекты, образующие ориентированные системы, также

не рассматриваются как отдельные объекты, но их состояние описывается соответствующими параметрами, которые учитывают влияние на поведение включающего их конгломерата. Напряжения и деформации в таком конгломерате считаются непрерывными и рассчитываются с применением методов механики сплошной среды.

В рамках феноменологической теории механическое состояние горных пород характеризуется некоторым конечным числом параметров состояния. Общая идея метода заключается в том, что при заданных воздействиях: напряжениях σ , температуре T и влажности W – протекание процессов деформирования и разрушения зависит от меняющихся параметров состояния: прочности p_1, p_2, \dots, p_n и составляющих нелинейных деформаций q_1, q_2, \dots, q_m [51]. Согласно этой гипотезе, изменение любого из параметров состояния описывается кинетическими уравнениями

$$dP_i = a_{ij} dP_j + a_{Tj} dT + a_{Wj} dW + a_{nj} dt, \quad (3.3)$$

где t – время; P_i – параметры состояния (p и q); $a_{ij}, a_{Tj}, a_{Wj}, a_{nj}$ – некоторые функции параметров состояния и параметров воздействия. По повторяющемуся индексу j производится суммирование.

Считая температуру и влажность постоянными, обратимся к наиболее существенному из влияющих факторов – напряженному состоянию.

Под действием напряжений элемент массива разрушается (теряет часть начальной прочности) по некоторым поверхностям в результате сдвига при сжатии, раскалывания либо разрыва. Какой из возможных вариантов разрушения реализуется в данный момент, определяется действующими напряжениями, направлением главных осей тензора напряжений и состоянием дефектов по разным направлениям. В расчетах это устанавливается с помощью условия прочности, которое выражает зависимость предельного состояния от величин и направления действующих главных напряжений. При рассмотрении пород как сплошного материала условие предельного состояния может быть представлено в виде двух соотношений, соответствующих двум основным типам разрушения: при сжатии и при разрыве. Соответственно

$$S_1(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \alpha_1^{(1)}, \alpha_1^{(2)}, \dots, p_1, p_2, \dots) = \sigma_c \text{ при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 > 0; \quad (3.4)$$

$$S_2(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \alpha_3^{(1)}, \alpha_3^{(2)}, \dots, p_1, p_2, \dots) = \sigma_p \text{ при } \sigma_1 + \zeta \sigma_3 < 0,$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – главные напряжения, $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$; $\alpha_1^{(i)}$ и $\alpha_3^{(i)}$ – углы между направлениями ослаблений i -й системы и максимальным и минимальным главными напряжениями.

Первое из выражений критерия (3.4) описывает условия разрушения в результате сдвига при сжатии или раскалывания, второе – при разрыве. Тип разрушения определяется знаком суммы $\sigma_1 + \zeta \sigma_3$ и минимального главного напряжения σ_1 (см. раздел 2.2). Выражения для S_1 и S_2 могут содержать и другие параметры прочностных свойств. В пространстве напряжений эти функции могут рассматриваться как уравнения поверхности нагружения, которая в процессе пластического деформирования и разрушения меняется вместе с параметрами прочности. Функции S_1 и S_2 определяют напряженность пород и характеризуют напряженное состояние в точке, а величина $c = \max\{S_1/\sigma_c, S_2/\sigma_p\}$ выражает степень нагруженности пород (“близость” к условию разрушения, см. раздел 2.6). Критерий (3.4) является обобщением условия предельного состояния (2.11) на весь период деформирования и разрушения. Условие (3.4) совпадает с критерием (2.11) в начале нагружения. Предполагается, что выражение (2.11) с меняющимися параметрами угловых функций $\Omega(\alpha_1)$ и $\Omega(\alpha_3)$ может служить критерием прочности на всем этапе нагружения и разрушения материала. Для каждого из выделенных направлений угловые функции представляются следующим образом:

$$\Omega(\alpha_1') = 1 - \frac{1 - k_t}{2} (1 + \cos 2\alpha_1') - k_t \frac{1 - p_t}{2} (1 - \cos 4\alpha_1'); \quad (3.5)$$

$$\Omega(\alpha_3') = 1 - \frac{1 - p_t}{2} (1 + \cos 2\alpha_3'), \quad (3.6)$$

где k_t – величина, определяющая прочность на сжатие в направлении трещин, $k_t = k_t + (1 - k_t)p_t$; α_1' и α_3' – углы между направлением i -й

системы трещин и максимальным и минимальным главными напряжениями соответственно; k_r – константа, определяющая отношение прочности на сжатие в направлении и поперек трещин; p_i – параметр ослабления в i -й плоскости нарушения.

При неизменных температуре и влажности величины σ_c и σ_p в критерии (3.4) остаются неизменными в течение всего периода нагружения. В то же время прочность пород на сжатие и растяжение меняется в разных направлениях по-своему, что описывается изменением соответствующих параметров p_i , входящих в угловые функции (3.5) и (3.6).

Приращение полной деформации элемента среды представляется суммой

$$d\epsilon = d\epsilon'' + d\epsilon^e + d\epsilon^{ve} + d\epsilon^p + d\epsilon^v + d\epsilon', \quad (3.7)$$

где $d\epsilon''$ – приращение деформации пустотно-трещинного пространства; $d\epsilon^e$ – приращение линейно-упругих обратимых деформаций; $d\epsilon^{ve}$ – приращение обратимых вязкоупругих деформаций; $d\epsilon^p$ – приращение пластических деформаций; $d\epsilon^v$ – приращение необратимых вязких деформаций; $d\epsilon'$ – приращение разрушающих деформаций.

В рамках предлагаемой модели массива пород как квазисплошной среды изменение структурного состояния пород в каждый момент времени определяется значением тринадцати параметров прочности (по каждому из выделенных направлений), их приращениями и шестью тензорами составляющих деформаций (пустотно-трещинного пространства, упругих, вязкоупругих, пластических, вязкоупругих и разрушающих). В условиях изменения влажности и температуры пород к перечисленным деформациям добавляются приращения деформаций набухания и температурного расширения.

Для блочных массивов количество меняющихся параметров прочности определяется числом существовавших первоначально или образующихся при разрушении систем поверхностей раздела.

В рамках модели квазиблочной среды вместо условий (3.4) для каждого из выделенных направлений применяется критерий прочности Кулона – Мора, дополненный условием прочности на разрыв в следующей форме:

$$\begin{aligned}\tau_n &= Kp_i + \sigma_n \operatorname{tg}\varphi \quad \text{при } \sigma_n > 0; \\ \sigma_n &= \sigma_p p_i' \quad \text{при } \sigma_n < 0,\end{aligned}\quad (3.8)$$

где σ_n и τ_n – нормальные и касательные напряжения в плоскости нарушения с номером i ; K и φ – сцепление и угол трения в ненарушенном материале; p_i и p_i' – параметры, характеризующие снижение прочности, соответственно на сдвиг и разрыв, по i -й поверхности ослабления.

В общем случае разрушение материала по любому направлению сопровождается одновременным снижением величины сцепления и прочности на разрыв по разным законам. Это обстоятельство учтено в формулах (3.8) тем, что параметры p_i и p_i' , характеризующие изменение сцепления и прочности на разрыв, могут быть приняты независимыми друг от друга.

3.3. ПАРАМЕТРЫ СТРУКТУРНОГО СОСТОЯНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД

Идея структурного состояния позволяет достаточно просто описать все известные связи между различными физическими параметрами, а численные методы при современных вычислительных средствах дают возможность учитывать эти цепочки связей, при моделировании механических процессов, протекающих в массивах горных пород. Более десятка уравнений (3.3), связывающих параметры состояния между собой, требуют соответствующего количества констант для каждого вида горной породы, представленной в области массива вокруг рассматриваемого объекта. Построение такого количества уравнений состояния и получение соответствующих параметров для каждого конкретного случая кажется нереальным. Однако главными параметрами остаются те из них, которые необходимы в любых расчетах, – это упругие константы и показатели “мгновенной” и длительной прочности.

В большинстве случаев знания о процессах пластического, вязкого деформирования и разрушения в породных массивах недостаточно для определения соответствующих параметров уравнений

состояния. Но очень часто этого и не требуется. Необходимы лишь оценочные величины, позволяющие описать сравнительные особенности поведения каждого из элементов рассматриваемой области массива. Если уравнения структурного состояния принятые в таком виде, когда параметры меняются в пределах от 0 до 1 или от 1 до 10 и т.п., то выбор этих величин достигается сравнительно просто. Это делается при сопоставлении геологических сведений с учетом геомеханических представлений для всех пород рассматриваемой области массива, полученных на ограниченном материале лабораторных и натурных исследований и литературных сведений. Следует отметить, что при численных расчетах значения модулей упругости всегда выбираются именно таким путем, поскольку для результатов расчетов важнейшими влияющими факторами являются соотношения между ними. В большинстве случаях то же можно сказать и о других деформационных и прочностных параметрах.

Выбор конкретных кинетических уравнений, связывающих параметры состояния, определяется степенью изученности поведения конкретных горных пород и современными обобщениями механики сплошной среды: теории упругости, пластичности, вязкоупругости, вязкопластичности, разрушения и др. Моделирование большого количества кинетических связей в численных расчетах накладывает требование простоты и универсальности к уравнениям, описывающим эти связи. Под универсальностью понимается применимость одних и тех же уравнений для различных типов пород. Так, например, хрупкие скальные и пластичные глинистые или соляные породы описываются одинаковыми кинетическими уравнениями с различающимися константами.

Приведенные далее способы определения параметров состояния и их связей между собой могут служить примером; при решении задач могут применяться другие способы, обусловленные изученностью явлений и уровнем их обоснованности для конкретных условий.

В основу концепции функциональных связей между параметрами состояния положено, что важнейшим фактором влияния является степень нагруженности пород, которая зависит не только от напряженного состояния, но и от прочностных свойств и степени нарушенности как важнейшего фактора состояния пород. Использование

понятия степени нагруженности позволяет описывать поведение материала в различных условиях нагружения. При этом закономерности деформирования и разрушения, полученные при одноосном нагружении или в других условиях, естественным образом обобщаются для пород с любой степенью нарушенности без привлечения дополнительных соображений.

3.4. ПАРАМЕТРЫ ПРОЧНОСТИ ТРЕЩИНОВАТЫХ ПОРОД

Применяемые в расчетах параметры прочности определяются, прежде всего, используемыми критериями разрушения (пластичности). В критерии (2.2) определяющими параметрами являются прочность на одноосное сжатие и одноосное растяжение в условиях естественного залегания пород до начала техногенного воздействия с учетом хаотической нарушенности. Критерий прочности для трещиноватой среды (2.11) дополняются параметрами относительной прочности пород по отдельным направлениям с системами дефектов, характеризующими ослабленность по соответствующим направлениям. Для описания прочности блочного массива пород используется критерий в форме Кулона – Мора, в котором определяющими параметрами являются сцепление и углы трения по плоскостям с системами дефектов. Сцепление по каждой из плоскостей с системами дефектов определяется с учетом параметров относительной прочности, которые указывают, какую долю составляет прочность на разрыв в направлении нормали по сравнению с прочностью по сплошной породе.

Прочность на одноосное сжатие и растяжение, сцепление и угол внутреннего трения по плоскостям систем трещин являются параметрами, характеризующими свойства горных пород. В соответствии с принятой концепцией эти параметры в процессе деформирования и разрушения не меняются. Меняются параметры относительной прочности p_i , характеризующие степень ослабления сопротивления разрушению по сравнению с ненарушенным состоянием по i -му направлению, где i – номер существующей с начала нагружения системы трещин или направления, по которому происходит разрушение.

В результате пластического деформирования и разрушения параметры, определяющие состояние нарушенности, меняются. Важнейшим допущением является то, что при изменении указанных параметров вид критерия прочности остаются неизменным. Параметры прочности по системам трещин представляются как средние величины по трещинам и сплошному материалу, разделяющему их. Прочность на разрыв и сдвиг по системам трещин зависит в значительной мере от расчлененности в плоскости трещин и в меньшей мере от их частоты. В то же время на сдвиговую жесткость (деформируемость) в значительно большей мере влияет расчлененность в направлении по-перек трещин (густота трещин).

При постоянной нагрузке, меньшей предела прочности, материал может разрушиться через некоторое время. График зависимости действующего напряжения от времени, при котором произойдет разрушение $\sigma_{сж}(t)$, часто называют графиком длительной прочности [4]. По сути, эта функция, разрешенная относительно времени, выражает зависимость долговечности от действующих длительное время постоянных напряжений.

В других случаях под длительной прочностью понимают максимальную величину напряжения одноосного сжатия, при которой материал не разрушается в течение неограниченного времени [50]. Для мерзлых грунтов длительная прочность лежит в диапазоне 8-35 % прочности при кратковременном сжатии, для слабых и пластичных пород – 30-70 %, для пород средней прочности и крепких – 70-95 %.

Поскольку в условиях внешних воздействий сопротивление разрушению меняется, то и максимальная величина напряжений, при которых разрушение не произойдет за неограниченное время, также меняется. В связи с этим под длительной прочностью здесь понимается доля от текущей мгновенной прочности.

В условиях разрушения (накопления повреждений) относительная величина длительной прочности может меняться в зависимости от различных факторов, однако в силу малой изученности, в наших расчетах будем считать ее не зависимой от степени нарушенности.

Относительную длительную прочность при сжатии, разрыве и сдвиге, как по сплошному материалу, так и по каждой из ослабленных поверхностей будем считать одинаковыми. На существующих

поверхностях раздела в зависимости от свойств поверхностей и заполнителя прочность и длительная прочность может отличаться от прочности по другим направлениям. При использовании критерия Кулона – Мора понятие длительной прочности распространяется на сцепление по плоскостям систем дефектов (трещин), в среднем по трещинам и по разделительным целикам между ними.

Параметру длительной прочности отводится большая роль при описании процессов разрушения, пластического и вязкопластического деформирования.

В рассматриваемый момент времени в точке (в элементарном объеме) каждая из систем трещин или каждое из выделенных направлений характеризуется величиной параметра $p, \leq 1$, определяющего относительную (по отношению с ненарушенным состоянием) прочность на растяжение по нормали к плоскости системы или сцепление. В зависимости от степени нагруженности каждая из систем трещин может потерять часть своей прочности или остаться в неизменном состоянии (возможные ситуации упрочнения изучены слабо и здесь не рассматриваются; в рамках рассматриваемой модели принципиальных трудностей при описании увеличения прочности не существует).

Разрушение происходит не только в тот момент, когда степень нагруженности пород становится равной единице, но и при постепенном накоплении повреждений. При длительном нагружении при степени нагруженности меньше единицы, потеря прочности может происходить с течением времени. В точке рассматриваемой области на данном этапе нагружения разрушение (снижение прочности) происходит по тем направлениям, по которым степень нагруженности превышает величину длительной прочности.

При постоянной нагрузке долговечность материала определяется некоторой функцией от степени нагруженности $\Theta = \Theta(c)$, определенной из опытов по построению графика длительной прочности. Исходя из концепции кинетического разрушения [21, 52, 58], эта функция в наших обозначениях может быть представлена соотношением вида

$$\Theta = Ae^{-\alpha c}, \quad (3.9)$$

где A и α – константы; c – степень нагруженности.

Испытания горных пород свидетельствуют о том, что при длительном действии нагрузок, превышающих предел длительной прочности, разрушение происходит в условиях вязкопластического деформирования [44]. Формула (3.9), таким образом, действует только при $c > c_{dl}$ (здесь c_{dl} – относительная величина длительной прочности).

Степень нагруженности любого элемента (см. раздел 2), в том числе рассматриваемой системы трещин, может быть определена как отношения некоторой функции напряженного состояния, определяющей нагруженность, к величине текущей прочности:

$$c = S(\sigma_y)/R. \quad (3.10)$$

При постоянной нагрузке с течением времени долговечность снижается. Если в начале нагружения долговечность равна сроку Θ , то в момент времени $t = t_1$, отсчитываемый с начала нагружения, долговечность станет равной $\Theta - t_1$. При этом в правой части равенства (3.9) величина степени нагруженности изменится:

$c_1 = -\frac{1}{\alpha} \ln[(\Theta - t_1)/A]$. Поскольку $c_1 \neq c$, то согласно (3.10) при постоянных напряжениях $S(\sigma_y) = \text{const}$ к этому времени изменится параметр относительной прочности $R_t = R \frac{c}{c_1}$.

Рассмотрим общий случай, когда долговечность при постоянной нагрузке определяется выражением

$$\Theta = \Theta(c). \quad (3.11)$$

Так как с учетом (3.10) $\frac{dc}{dt} = -\frac{S}{R^2} \frac{dR}{dt}$, а при постоянных нагрузках $\frac{d\Theta}{dt} = \frac{d\Theta}{dc} \frac{dc}{dt} = -1$, то $\frac{dR}{dt} = \frac{R}{c} \left(\frac{d\Theta}{dc} \right)^{-1}$.

Таким образом, за малый промежуток времени, в течение которого можно считать нагрузку неизменной (при $c > c_{dl}$), приращение относительной прочности

$$\Delta R = \frac{R}{c} \left(\frac{d\Theta}{dc} \right)^{-1} \Delta t. \quad (3.12)$$

Если разрушение описывается кинетическим уравнением (3.9), то в соответствии с (3.12) приращение прочности на каждом временном шаге определится выражением:

$$\Delta R = -\frac{R}{c \alpha \Theta(c)} \Delta t, \text{ при } c > c_{\text{дл.}} \quad (3.13)$$

Полученный результат может быть применен для описания разрушения материала по плоскостям систем трещин. Если прочность по поверхностям с трещинами описывается с помощью критерия Кулона – Мора, то степень нагруженности

$$c = \frac{\tau_n}{K + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi}.$$

Учитывая, что $\frac{dc}{dt} = -\left(\frac{d\Theta}{dc} \right)^{-1}$, вместо (3.12) получим выражение для приращения сцепления в условиях длительного нагружения:

$$\Delta K = \frac{K + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi}{c} \left(\frac{d\Theta}{dc} \right)^{-1} \Delta t. \quad (3.14)$$

Предлагаемая схема учета разрушения не нуждается в гипотезе суммирования повреждений в форме интеграла Бейли, которая нашла широкое распространение в механике сплошной среды [27], в том числе и при решении задач механики горных пород [5].

При напряжениях, не достигающих предельного условия ($c < 1$), разрушение (потеря прочности) пород происходит в результате накопления повреждений во времени при сдвиге или от разрыва в зависимости от вида нагружения. Разрушение может происходить по направлениям существующих нарушений или с образованием новых систем трещин.

В модели квазиблочной среды логика описания изменения прочности по контактам трещин остается такой же. При разрушении изменение сцепления по каждой из систем трещин описывается уменьшающимися параметрами r_i . Углы трения по каждой из систем трещин могут быть приняты постоянными или меняющимися в зависимости от степени нарушенности. Эти зависимости могут быть описаны соответствующим уравнением состояния.

На диаграмме нагружения испытываемых образцов горных пород наблюдается участок так называемой остаточной прочности [8, 50]. Этот участок диаграммы наблюдается даже тогда, когда после окончания испытания образец может быть разобран на части. Ясно, что ослабление материала по отдельным направлениям может достигать нулевых значений и потому остаточной прочности, как таковой не существует. В инженерных расчетах введение такой величины как остаточная прочность обосновано только используемыми эмпирическими моделями.

Участок остаточной прочности на диаграмме нагружения у образца объясняется тем, что в каждой части образца разрушение происходит по конечному числу поверхностей, а сохранение формы разрушенного образца обеспечивается силами трения при плотной упаковке отдельностей. При математическом моделировании процессов нет необходимости вводить специальное понятие остаточной прочности, которой для поверхностей ослабления реально не существует.

3.5. УПРУГИЕ ДЕФОРМАЦИИ РАЗРУШАЮЩИХСЯ ПОРОД

Независимо от уровня напряжений некоторая часть деформаций горных пород всегда упруга, при разгрузке эта часть деформаций обратима. После образования выработок именно запасенная упругая деформация пород восстанавливаясь, приводит к перемещениям поверхностей обнажений пород, к появлению зон пластического деформирования и разрушениям.

Линейно-упругие деформации в изотропных породах (при отсутствии регулярных систем нарушений) определяются модулем упругости и коэффициентом поперечной деформации. Если слоистая и

трещиноватая порода моделируется анизотропной средой, то дополнительно вводятся независимые модули сдвига по плоскостям систем трещин и слоистости. В процессе разрушения пород их упругие характеристики меняются. Об изменении модуля упругости при разрушении свидетельствует наклон графиков при разгрузке на запредельном участке деформирования. В работе [50] приведено приближенное соотношение между текущими значениями модуля упругости E и со-противления образца S на участке запредельного деформирования с их исходными значениями (E_0 и S_0):

$$(E/E_0)^2 = S/S_0. \quad (3.15)$$

В работе [5] приведена зависимость, полученная при испытании образцов каменной соли,

$$(E/E_0)^{1.35} = S/S_0. \quad (3.16)$$

Формулы (3.15) и (3.16) отражают связь между изменением прочности и модулем упругости в среднем по образцу, деформирование и разрушение которого существенно не однородно. Такая связь непосредственно в местах разрушения может быть иной.

Ясно, что изменение упругих свойств пород как конгломерата зависит от степени раздробленности. Уровень раздробленности может быть определен с учетом достигнутого уровня снижения прочности по всем направлениям.

В разделе 1.5 рассмотрена модель квазидискретной среды, обладающей пониженной сдвиговой жесткостью по всем направлениям. Разрушение пород в процессе нагружения приводит к снижению сдвиговой жесткости и, значит, породу можно рассматривать как квазидискретную среду. Для характеристики сдвиговой жесткости введен параметр k_c , который рассчитывается в зависимости от средней величины нарушенности p . Если при полной раздробленности, когда $p = 0$, сдвиговая жесткость породы уменьшается в m раз, то

$$k_c = \left[1 + \frac{(m-1)}{n} \sum_{i=1}^n p_i \right] m^{-1}, \quad (3.17)$$

где n – число систем ориентированных нарушений; p_i – степень ослабления i -й системы трещин.

Упругие характеристики разрушающихся пород могут быть рассчитаны так же, как для квазидискретной среды, по формуле (1.24):

$$E' = k_c E \frac{1 + 0,5[1 - k_c(1 - 2\nu)]}{1 + \nu},$$

$$\nu' = 0,5[1 - k_c(1 - 2\nu)], \quad (3.18)$$

где E и ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона сплошной упругой среды.

Из (3.18) следует, что при разрушении породы меняется не только модуль упругости, но и коэффициент поперечной деформации, который при полной раздробленности стремится к 0,5.

3.6. МГНОВЕННО-ПЛАСТИЧЕСКИЕ ДЕФОРМАЦИИ

При сжатии образцов за пределом упругости в породах развиваются пластические деформации, накапливаются локальные микроразрушения, растут поперечные деформации. Теория пластичности, в которой исследуются законы пластического деформирования, – один из наиболее развитых разделов механики деформируемых сред [28]. Значительное место в теории пластичности занимают способы математического описания и методы решения систем нелинейных уравнений. Применение способа структурных параметров при численном моделировании позволяет избежать многочисленных трудностей математической теории пластичности. Задача заключается в том, чтобы сформулировать существующие представления о пластических деформациях в виде простейших соотношений между определяющими параметрами.

В предлагаемой модели эта часть деформаций представляется, как способность материала деформироваться необратимо на некоторую величину, зависящую от уровня нагруженности, без изменения объема или с его увеличением. Пластическая деформация может прирастать в плоскости максимальной нагруженности, которая не всегда

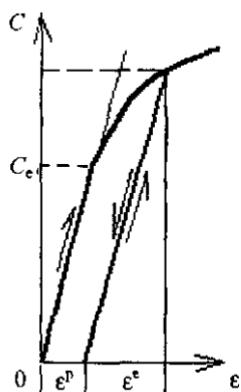


Рис.3.3. Диаграмма нагружения пластиически деформирующегося материала до предела прочности

При нагрузках до предела прочности величина пластической деформации сдвига γ^p зависит от степени нагруженности в соответствующей плоскости и может быть представлена как доля от упругой деформации γ^e . Приращение пластической деформации сдвига возможно только до тех пор, пока ее величина не достигла равновесного для действующих напряжений уровня (рис.3.3). На каждом шаге нагружения приращение пластического сдвига в плоскости дефекта сопровождается деформацией в направлении нормали, которая приводит к увеличению объема:

$$\Delta\gamma^p = \begin{cases} \gamma^e f_p(c) - \gamma^p & \text{при } |\gamma^e| f_p(c) > |\gamma^p|; \\ 0 & \text{при } |\gamma^e| f_p(c) < |\gamma^p|, \end{cases} \quad (3.19)$$

$$\Delta\epsilon_n^p = -k_p^r |\Delta\gamma^p|, \quad (3.20)$$

Точку перехода от упругого деформирования к упругопластическому определить трудно. При отсутствии специальных исследований предел упругости можно связать с пределом длительной прочности, принимая $c_e \leq c_{dl}$. Уточнение этого соотношения для конкрет-

совпадает с плоскостью максимальных и минимальных напряжений; в каждой точке эта плоскость определяется направлением наиболее нагруженных поверхностей с дефектами. В трещиноватом блочном массиве пород пластические деформации протекают, главным образом, по плоскостям раздела или с образованием новых плоскостей скольжения.

В блочных структурах пластические деформации происходят как сдвиговые по плоскостям дефектов. Видимо, следует различать пластические деформации до предела прочности и после него (на участке запредельного деформирования).

ных материалов можно получить при сопоставлении результатов численного моделирования деформирования образцов с результатами лабораторных исследований.

Функция, $f_p(c)$, определяющая зависимость предельной величины пластической деформации от степени нагруженности может быть принята, например, в виде

$$f_p(c) = \begin{cases} 0 & \text{при } c < c_{\text{дл}}; \\ k_p \left(\frac{c - c_{\text{дл}}}{1 - c_{\text{дл}}} \right)^2 & \text{при } c > c_{\text{дл}}. \end{cases}$$

На запредельном участке деформирования (при степени нагруженности $c \geq 1$; $|\gamma^p| \geq k_p |\gamma^e|$) величина пластических деформаций не ограничена.

То, что у горных пород принимается за пластические деформации, в большей или меньшей мере является результатом хрупкого разрушения, поэтому некоторая часть так называемых пластических деформаций связана с потерей прочности. Убедительным доказательством этому служит эксперимент с образцами мрамора, описанный в работе [50]. Опыты показали, что в различных по высоте частях образцов, в которых напряжения превышали предел упругости, происходило снижение прочности в разной степени, что указывает на связь пластических деформаций с потерей прочности:

$$\Delta p_i \sim -|\Delta \gamma^p|. \quad (3.21)$$

Выражение (3.21.) описывает тот факт, что прочность уменьшается при росте пластических деформаций по определенным ориентированным направлениям.

Пластические деформации до предела пластичности зависят от условия нагружения, на запредельном участке нагружения пластические деформации не ограничены, они являются, по существу, разрушающими. Разрушающие деформации сопровождаются разрыхлением, соотношение (3.20) остается в силе и на участке запредельного деформирования.

3.7. ВЯЗКОУПРУГИЕ ДЕФОРМАЦИИ

Горные породы отличаются способностью деформироваться во времени под действием постоянной нагрузки (деформации ползучести) и снижать напряжения при постоянной деформации (релаксация напряжений). Характер длительного деформирования зависит от уровня действующих напряжений. При напряжениях, меньших длительной прочности, скорость деформации затухает, а сами деформации ограничены (рис.3.4, кривая 1). Если нагрузка превышает длительную прочность, то деформация нарастает неограниченно. При длительном действии постоянной нагрузки в развитии деформаций ползучести различают три периода (рис.3.4, кривая 2):

- a – скорость деформации уменьшается (затухающая или неустановившаяся ползучесть);
- b – скорость деформации постоянна (установившаяся ползучесть);
- c – непрерывно возрастающая скорость, заканчивающаяся разрушением.

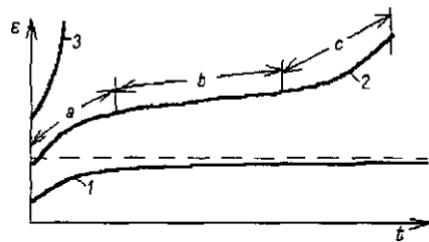


Рис.3.4. Графики деформирования пород во времени при постоянной нагрузке

При напряжениях, близких к разрушающим, деформирование происходит с непрерывно возрастающей скоростью (рис.3.4, кривая 3). Если после деформирования образца в течение некоторого времени нагрузку снять, то происходит деформации восстановления. Если начальная нагрузка меньше длительной прочности (рис.3.5, кривая 1), то восстанавливаются мгновенно упругие деформации (ε^u) и с течением времени происходит полное восстановление. Если начальные напряжения превышают длительную

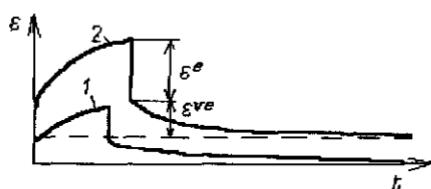


Рис.3.5. Графики деформирования пород при разгрузке

прочность, то восстанавливаются мгновенно упругие деформации и некоторая часть вязкой составляющей деформации. Вязкоупругая деформация – это восстанавливающаяся часть вязкой деформации. Наглядное представление о деформировании упруго-вязкоупругого материала дает структурная реологическая модель Кельвина – Фойгта с упругим и вязким элементами 1, соединенными последовательно с упругим элементом E , (рис.3.6).

Вязкоупругие деформации обратимы. Скорость вязкоупругой составляющей деформаций определяется действующими на данный момент времени напряжениями и уже накопленными вязкоупругими деформациями:

$$\dot{\epsilon}^v = \theta^{-1} (\epsilon_\infty^v(\sigma) - \epsilon^v), \quad (3.22)$$

где ϵ^v – накопленная вязкоупругая деформация; θ – время запаздывания деформаций; ϵ_∞^v – величина равновесной вязкоупругой деформации, соответствующей действующему уровню нагруженности.

Выражение (3.22) отличается от известного уравнения модели Фойгта лишь по форме. В предлагаемой форме оно обладает преимуществом при численном моделировании в условиях переменных нагрузок.

При напряжениях, меньших длительной прочности, судя по изохронным графикам деформаций [16, 50], вязкоупругие деформации многих горных пород линейны. Поэтому величина равновесной вязкоупругой деформации для данного напряженного состояния может быть определена волях от мгновенно упругой деформации:

$$\epsilon_\infty^v = k_v \epsilon^e. \quad (3.23)$$

С помощью уравнения (3.22) описываются качественно правильно все наблюдаемые явления вязкоупругого деформирования (до напряжений ниже уровня длительной прочности).

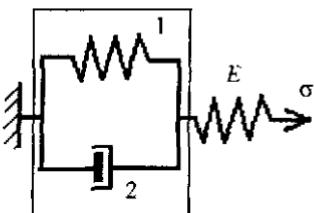


Рис.3.6. Структурная реологическая модель упруго-вязкоупругого тела

Проинтегрировав уравнение (3.22) для условия постоянной нагрузки, получим

$$\varepsilon_{ve} = \varepsilon_{\infty}^{ve} \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{\theta}\right) \right]. \quad (3.24)$$

Выражение (3.24) не позволяет с достаточной точностью описать деформации ползучести как на начальном участке времени (часы, сутки), так и на протяженных (месяцы и годы).

Широко применяемые интегральные формы зависимостей для описания деформаций ползучести горных пород позволяют достигать большей точности. Интегральные зависимости деформаций от напряжений представляют собой линейную комбинацию конечного или бесконечного числа экспоненциальных функций [53]. При численных расчетах для достижения большей точности можно воспользоваться уравнением вязкоупругости, содержащим две ступени:

$$\dot{\varepsilon}^{ve} = \theta_1^{-1} (\varepsilon_{\infty}^{(1)}(\sigma) - \varepsilon_1^{ve}) + \theta_2^{-1} (\varepsilon_{\infty}^{(2)}(\sigma) - \varepsilon_2^{ve}), \quad (3.25)$$

где первое и второе слагаемые описывают первую и вторую ступени вязкоупругого деформирования.

Уравнение (3.25) описывает поведение двух последовательно соединенных структурных вязкоупругих элементов Кельвина – Фойгта.

Исходя из вывода, сделанного на основе экспериментальных данных Ю.Н. Работновым [51] об отсутствии объемного последействия, в уравнениях (3.25) под деформациями понимаются деформации изменения формы. При численном моделировании рассчитываются приращения деформаций сдвига в трех взаимно перпендикулярных плоскостях главных упругих деформаций.

3.8. ДЕФОРМАЦИИ ТРЕЩИНОВАТО-ПОРИСТЫХ ГОРНЫХ ПОРОД

На диаграммах нагружения сжатия образцов пород на начальном участке наблюдается пониженный модуль деформации, что является следствием закрытия трещин и других дефектов сплошности [50]. Доминирующими объектами трещинно-пористых сред являются поры и микротрещины [34]. В отличие от других дефектов (трещин

разрыва и расслоенности, объекты, рассматриваемые здесь как трещино-поры, деформируются без разрушения и обратимо.

Трещино-поры могут закрываться или открываться в направлении действия сжимающих или растягивающих сил. В нетронутом массиве горных пород на глубинах выемки полезных ископаемых подземным способом основная масса трещино-пор закрыта, и их деформирование может проявляться при разгрузке на отдельных участках вокруг выработок. В приповерхностных слоях пород при сдвигении подработанных массивов, на небольших глубинах отработки открытым способом, в слоях пород-коллекторов нефти и газа при наличии высокого порового давления жидкости и газа деформирование пустотно-трещинного пространства может проявляться в значительно большей мере. Деформации пустотно-трещинного пространства проявляются в частях массива при появлении растягивающих напряжений.

При разработке моделей трещиновато-пористых пород как континуальной среды обычно используются решения деформирования упругого тела, ослабленного щелевыми разрезами, эллиптическими или дискообразными нарушениями [34]. Механические модели поведения таких сред (Ж.С. Ержанов, К.К. Кайдаров и др. [19], Дж. Б. Уолш [82], Р. Дж. О'Коннел и Б. Будянски [80], М.Э. Слоним и Р.Л. Салганик [34] и др.) достаточно сложны. Они сводятся к сложным уравнениям для нелинейно упругой анизотропной среды и не находят широкого применения.

Поскольку к трещино-порам относятся неразрушающиеся объекты, то они деформируются только как упругие и вязкоупругие тела. Упругая составляющая деформаций трещино-пор входит в общие упругие деформации и естественным образом учитывается упругими характеристиками. На наш взгляд, важной отличительной особенностью трещинно-пор является их способность деформироваться как вязкоупругое тело, причем, в отличие от основных вязкоупругих деформаций, которые происходят без изменения объема, они объемные. Именно трещинно-поры, по нашему мнению, приводят к тому, что характер деформирования образцов породных призм существенно зависит от времени, прошедшего от момента изготовления до ее испытания [50]. Этим же в значительной мере определяется зависимость характера деформирования образцов пород от скорости нагружения.

На феноменологическом уровне без рассмотрения трещино-пор как физических и геометрических объектов при описании модели механического поведения будем исходить из следующих сопротивлений:

- их деформирование не сопряжено с разрушением;
- деформации трещино-пор характеризуются высокоскоростной вязкостью;
- закрытие или открытие трещино-пор происходит по направлениям действия главных нормальных напряжений в зависимости от их знака;
- трещино-поры деформируются как безраспорная среда, т.е. по каждому из направлений главных напряжений деформации независимы друг от друга.

До проходки горной выработки, как правило, породы находятся в условиях сжатия, и при расчете НДС в массиве пород с учетом трещино-пор необходимо учитывать степень их первоначальной закрытости.

Деформации трещино-пор связаны с их закрытием или раскрытием, что влияет на фильтрационные свойства породного массива и гидродинамический режим подземных вод в водонасыщенных массивах. В связи с этим можно ожидать, что влияние деформации трещинно-порового пространства на напряженно-деформированное состояние водонасыщенных породных массивов больше, чем "сухих". Деформация пустотно-трещинного пространства могут играть важную роль в процессах фильтрации нефти и газа при их добыче.

Для описания деформирования трещино-пор воспользуемся уравнением для вязкоупругой среды (3.22); при этом на каждом этапе нагружения определяющими являются достигнутые деформации и их приращения в направлении действия главных нормальных напряжений.

В условиях сжатия при достижении некоторой величины напряжений трещино-поры полностью закрываются. В формуле (3.22) вместо величины ϵ_{∞}^{ve} подразумевается равновесная вязкоупругая деформация трещино-пор ϵ_{th} , линейно зависящая от напряжений, которая достигает своего максимального значения при напряжениях $\sigma = \sigma_c c_{di}$:

$$e_m = \begin{cases} k_m \frac{\sigma_i}{E} & \text{при } \sigma_i < c_{dl} \sigma_c; \\ k_m \frac{c_{mu} \sigma_c}{E} & \text{при } \sigma_i \geq c_{dl} \sigma_c. \end{cases}$$

При численном моделировании расчет деформации трещинопор производится аналогично расчету вязкоупругих деформаций, с той разницей, что на каждом шаге вместо приращений сдвиговых деформаций рассчитываются приращения нормальных деформаций в направления действия главных напряжений.

3.9. ВЯЗКОПЛАСТИЧЕСКИЕ ДЕФОРМАЦИИ

Три периода деформации ползучести (см. рис.3.4, кривая 2) выражают три части вязких деформаций: вязкоупругие вместе с деформациями трещинопор с затухающей скоростью (участок *a*), вязкопластические с постоянной скоростью (участок *b*) и разрушающие, определяемые растущей степенью нагруженности из-за потери прочности (участок *c*).

По мнению Ю.М. Либермана [50] осадочные горные породы по характеру деформирования при длительном нагружении можно разделить на два типа. К первому относятся песчаники, песчанистые сланцы и другие породы, при длительном нагружении которых деформация стремится к некоторому пределу. В таких породах вязкопластические деформации не наблюдаются. Второй тип объединяет малопрочные глинистые и соляные породы, деформация которых при постоянной нагрузке может беспредельно возрастать.

Ясно, что такое разделение пород условно, его можно проводить только для заданного уровня действующих напряжений. Для пород, отнесенных к первому типу, величины напряжений, при которых вязкопластические деформации возможны, близки к разрушающим, с другой стороны, в породах второй группы при достаточно малых напряжениях (при степени нагруженности меньших длительной прочности) деформации ползучести затухают.

Вязкопластические деформации необратимы (рис.3.5, кривая 2). В образцах пород вязкопластические деформации происходят за счет скольжения по плоскостям дефектов, а также физико-химических процессов, связанных с поровой водой [50].

Вязкопластическая деформация определяется следующими признаками:

- при постоянной степени нагруженности она протекает с постоянной скоростью;
- ее рост сопровождается снижением прочности;
- она необратима при снятии нагрузки и поскольку связана с разрушением контактов и трещин, то в каждый момент нагружения в точке она протекает по плоскостям дефектов с максимальной нагрузженностью.

Так как при постоянных напряжениях в процессе вязкопластического деформирования в результате накопления повреждений происходит потеря прочности, то степень нагруженности растет, вместе с тем неограниченно растет скорость деформации, что и проявляется на последней стадии кривых ползучести.

Существуют два основных подхода к описанию вязкопластических деформаций:

- функциональные связи между деформациями, напряжениями и их приращениями в сплошном материале (С.А. Константинова [5], Е.М. Шафаренко [13] и др.);
- теория пластического потенциала в сплошной среде и по системам поверхностей ослаблений (В. Вигтке [11]).

А.Н. Ставрогин [58] экспериментально установил зависимости

$$t_* = t_0 \exp\left(-\beta_t \frac{\sigma}{\sigma_c}\right) \quad \dot{\epsilon}_* = \dot{\epsilon}_0 \exp\left(\beta_e \frac{\sigma}{\sigma_c}\right), \quad (3.26)$$

где t_* – долговечность при постоянной нагрузке; $\dot{\epsilon}_*$ – скорость деформации установившейся ползучести.

Существенно равенство $\beta_t = \beta_e$, что свидетельствует о единой природе долговечности и ползучести. Этот вывод служит обоснованием к рассмотрению вязкопластических деформаций как разру-

шающих, сопровождающихся снижением прочности при длительном нагружении.

Деформации вязкопластичности являются, по существу, разрушающими; они протекают, главным образом, по существующим системам трещин или с образованием новых систем поверхностей сдвига.

3.10. РАЗРУШАЮЩИЕ ДЕФОРМАЦИИ

На диаграммах нагружения образцов при сжатии на жестком прессе наблюдается ниспадающий участок. При длительных испытаниях образцов с постоянной нагрузкой наблюдается рост скорости деформаций (рис.3.4, кривая 2, участок с и рис.3.5, кривая 3). В обоих случаях происходит одно и то же явление – разрушение породы в образце. При этом следует иметь в виду, что разрушение по объему образца происходит неравномерно [50].

Можно различать два вида разрушения: статическое (длительное) при напряжениях ниже предела прочности и условно мгновенное в условиях предельного нагружения. При длительном нагружении происходит потеря прочности с течением времени, что объясняется температурно-статистическими явлениями в материале [59]. Такие процессы учитываются с помощью функции длительной прочности (3.11). Процесс потери прочности при длительном нагружении сопровождается вязкопластическими деформациями ползучести. Изменение напряженного состояния или изменение прочности при длительном нагружении, при которых достигается предельное напряженное состояние, приводят к дополнительным разрушениям пород.

Разрушение материала происходит при росте количества дефектов и уменьшении расстояний между ними, а также при образовании поверхностей, разделяющих объем на части. При моделировании массива горных пород сплошной средой разрушение трактуется как процесс снижения прочности от начального состояния до конечного; в некоторых частях по отдельным направлениям прочность может стать нулевой.

Разрушение (снижение прочности) сопровождается соответствующими разрушающими деформациями. Угол наклона диаграммы испытываемого образца на ниспадающем участке определяется соотношением приращений разрушающих деформаций и снижением прочности в среднем по всему образцу. В каждый момент времени в рассматриваемой точке разрушение происходит по определенному направлению, при этом в зависимости от вида разрушения деформации могут быть растягивающими (перпендикулярно плоскости трещин) или сдвигающими (в плоскости трещин).

Связь между приращениями деформаций и прочности в элементарном объеме может быть представлена в виде

$$dp = M_p P d\epsilon_n \text{ или } dp = -M_c P |d\gamma_n|, \quad (3.27)$$

где dp – приращение относительной прочности по системе трещин или по определенному направлению; $d\epsilon_n$ – приращения растягивающих деформаций в направлении нормали к плоскости нарушения (при разрыве); $d\gamma_n$ – приращения сдвиговых деформаций в плоскости дефектов; M_p и M_c – коэффициенты, играющие роль локальных модулей спада при разрыве и сдвиге; P – нормированная функция от текущего значения параметра относительной прочности p , $P = P(p)$, причем $P = 1$ при $p = 1$.

Коэффициенты M_p и M_c являются безразмерными величинами на запредельном участке диаграммы нагружения. Они определяют модули спада, отнесенные к величине текущей прочности (в точке). Коэффициенты спада зависят от вида разрушения и от достигнутого уровня нарушенности по соответствующей системе трещин. В трещиноватых и слоистых породах они могут быть различными по сухим трещинам или по трещинам, заполненным пластичным материалом или прослойям. Локальные модули спада при разрыве и сдвиге могут существенно (в 10 и более раз) отличаться друг от друга. С помощью зависимостей (3.27) описываются процессы изменения прочности в процессе пластического деформирования, рассчитываются вязкопластические деформации, обусловленные процессом накопления повреждений в течение заданного приращения времени, определяется уровень падения напряжений на участке запредельного деформирования при росте разрушающих деформаций.

В дальнейших расчетах принят следующий вид зависимостей (3.27)

$$dp = M_p p d\epsilon_n \text{ или } dp = -M_c p |d\gamma_n|. \quad (3.28)$$

Здесь, как и в механике грунтов, положительными считаются деформации сжатия.

3.11. ОБЪЕМНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ

Образцы горных пород в условиях сжатия проходят следующие этапы развития боковых деформаций [50]:

Этап упругого деформирования. Приращения радиальных деформаций связано с деформациями осевого сжатия коэффициентом Пуассона $\Delta\epsilon_r = -\nu\Delta\epsilon_z$. Увеличение осевых деформаций сопровождается уменьшением объема образца.

Этап дилатансии. На этом этапе происходит развитие трещин в образце, сопровождающееся его разрыхлением, увеличением объема и сравнительно быстрым увеличением диаметра; прирост осевых и радиальных деформаций связан с коэффициентом дилатансии α следующим образом:

$$\Delta\epsilon_r = -\alpha\Delta\epsilon_z. \quad (3.29)$$

Наибольших значений величина α принимает при одноосном сжатии. В работе [50] приведены результаты испытания образцов мрамора, в которых величина α менялась от 4,5 при одноосном сжатии до 0,57 при боковом давлении 25 МПа. Этап дилатансии у образцов мрамора заканчивался при осевой деформации, примерно равной 1,2 %. Коэффициент разрыхления при этом в условиях одноосного сжатия достигал 5-10 %, а при высоком гидростатическом сжатии увеличение объема образцов невелико или отсутствует вовсе.

Этап эквилиюмниального течения. На этом этапе объем образца остается постоянным, а прирост осевых и радиальных деформаций связан соотношением

$$\Delta\epsilon_r = -0,5\Delta\epsilon_z. \quad (3.30)$$

При приложении к образцу с трещиной касательного напряжения, параллельного этой трещине, может произойти сдвиг Δu и смещение, нормальное трещине, Δv [17]. Из-за шероховатости или волнистости поверхности трещин при сдвиге образца в отсутствие нормального давления или при небольшом нормальном давлении происходит дилатансия. По мере увеличения нормального давления дилатансия постепенно уменьшается. Таким образом, закономерности объемного деформирования образца с трещиной те же, что и у однородных образцов.

На первом этапе нагружения образцов сжимающими нагрузками наблюдается уменьшение их объема за счет деформаций трещинно-пор. Поскольку деформирование трещинно-пор имеет вязкий характер, то начальный участок диаграмм нагружения в значительной мере зависит от скорости нагружения. Деформации ползучести пород связаны с изменением формы, и потому на объемные деформации не влияют. Изменение объема в процессе вязкопластического и запредельного деформирования определяется процессами разрушения.

Массив горных пород, поведение которого, в основном, определяется системами трещин, деформируется по тем же законам.

В процессе разрушения нормальные к поверхности трещин деформации зависят от напряжений и достигнутого уровня прочности; в общем случае приращение деформаций может быть представлено зависящим от приращения деформации сдвига по трещине:

$$\Delta \varepsilon_n = -F(\sigma, p) |\Delta \gamma_n|, \quad (3.31)$$

где $\Delta \varepsilon_n$ и $\Delta \gamma_n$ – приращения разрушающих, пластических и вязкопластических деформаций соответственно по нормали и в плоскости трещины.

При определении вида функции $F(\sigma, p)$ воспользуемся следующими соображениями: при сдвиге максимальное разрыхление наблюдается при отсутствии нормального сжатия; с увеличением нормального давления разрыхление уменьшается; поскольку в процессе сдвига неровности на поверхностях контактов разрушаются, то приращение поперечных деформаций прекращается. Отсюда следует, что при уменьшении величины p функция F стремится к нулю:

$$F(\sigma, p) = \begin{cases} K_v p \frac{|\tau_n|}{\sigma_n + |\tau_n|} & \text{при } \sigma_n > 0; \\ K_v p & \text{при } \sigma_n \leq 0, \end{cases} \quad (3.32)$$

где K_v – коэффициент дилатансии, определяемый отношением величин боковой и осевой деформаций при отсутствии бокового сжатия.

При разрушении путем разрыва также происходит увеличение объема, однако специальных средств описания этого процесса не требуется. Можно считать, что разрушающие деформации растяжения в одном направлении не влияют на деформации в перпендикулярных направлениях.

4. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ОБРАЗЦОВ ГОРНЫХ ПОРОД

4.1. ЗАДАЧИ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЕФОРМИРУЮЩИХСЯ ОБРАЗЦОВ

Образцы, исследуемые в лабораторных условиях, представляют собой часть массива пород, не затронутого крупными нарушениями сплошности, такими как поверхности расслоенности и крупные трещины. Однако имеющиеся в образцах пород нарушения и микродефекты в некоторой степени имитируют нарушения других масштабов, имеющиеся в массивах, а поведение образцов под нагрузкой в лабораторных условиях отражает общие закономерности поведения массива пород в естественных условиях и при техногенных воздействиях. Важнейшей задачей лабораторных исследований образцов горных пород является изучение прочностных и деформационных свойств с целью проверки существующих и создания новых деформационно-прочностных моделей, а также для определения параметров моделей, используемых в инженерных расчетах. Математическое моделирование поведения образцов горных пород в различных условиях нагружения позволят проверить принятые модельные представления и уточнить их при сопоставлении расчетных и экспериментальных результатов.

Исследование деформационных и прочностных свойств горных пород в лабораторных условиях чаще всего проводятся на цилиндрических образцах [7, 50, 56]. Образцы нагружают осевыми и боковыми нагрузками с различными скоростями или по определенной программе задают осевые деформации. Для получения достоверных результатов при испытаниях добиваются условий нагружения, обеспечивающих однородное напряженное состояние в образце. С этой целью выбирают образцы определенных размеров и форм, создают специальные способы передачи усилий пресса на образец и т.д. В численных экспериментах требуемые условия нагружения достигаются заданием соответствующих граничных условий.

Численное моделирование не только позволяет проверить правильность теоретических предпосылок и методов их реализации. Оно может служить дополнительным инструментом исследований, поскольку дает возможность отслеживать процессы в любой интересующей нас области образца или массива пород за период времени нагружения подробнее, чем в лабораторных условиях в образцах или, тем более, в массиве пород.

При правильном выборе физико-математической модели материала и при соответствующих граничных условиях в численном эксперименте должны проявляться те же эффекты, которые наблюдаются в лабораторных испытаниях: ниспадающая ветвь на диаграмме напряжение – деформация, изменение объема, “остаточная прочность” и др. Совпадение результатов численных расчетов с экспериментальными данными подтверждает правильность принятых способов описания деформационных и прочностных свойств, а также используемого метода численной реализации.

4.2. ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ОСЕСИММЕТРИЧНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ

Образцы горных пород обычно не содержат ярко выраженных дефектов. Для моделирования поведения вновь появляющихся нарушений воспользуемся феноменологическим способом учета разрушения по фиксированным направлениям, изложенным в разделе 3.1.

В соответствии с предложенной схемой будем рассматривать возможные направления разрушений с шагом 45° . В условиях осевой симметрии возможно развитие трещин по пяти независимым направлениям (рис.4.1). Эти направления следующие (условимся направление оси образца считать вертикальным): 1 – система горизонтальных трещин; 2 – система окружных вертикальных трещин; 3 и 4 – системы окружных наклонных трещин; 5 – система вертикальных радиальных трещин. На рис.4.1 каждая из систем показана тремя одинаковыми цифрами: 1-1-1, 2-2-2, 3-3-3, 4-4-4 и 5-5-5 соответственно. Кроме указанных систем, по которым разрушение и деформирование может происходить независимо друг от друга, можно указать на две взаимосвязанных (в силу симметрии) системы (6 и 6') в радиальных наклонных направлениях. При деформировании эти направления проявляются на боковой поверхности образца линиями Людерса.

По выделенным направлениям каждая из систем характеризуется параметром относительной прочности p_i . В начальный момент времени в ненарушенном материале по всем направлениям считается, что $p_i = 1$ ($i = 1, 2, \dots, 6$).

Для описания механического состояния пород в разных частях образца используется теория параметров состояния (см. раздел 3.2). Влияние температуры и влажности не рассматривается. Параметрами состояния служат характеристики прочности по каждому из выделенных направлений и величины деформаций; параметры состояния описывается кинетическими уравнениями вида

$$dP_i = a_{ij} dP_j + a_{ii} dt ,$$

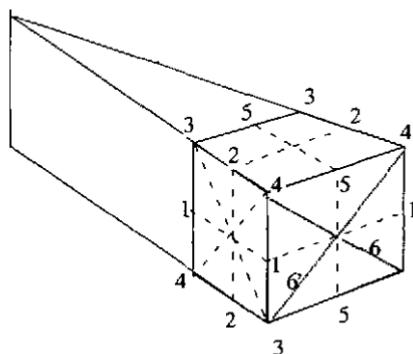


Рис 4.1 Схема фиксированных направлений возможных систем трещин при осевом симметричном деформировании

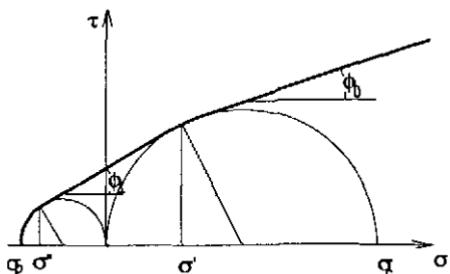


Рис.4.2. Паспорт прочности пород в пространстве нормальных и касательных напряжений на площадках разрушения

где t – время; P_t – параметры состояния (прочностные характеристики и компоненты деформаций); a_y и a_n – функции параметров состояния и действующих напряжений.

Численное моделирование выполняется методом конечных элементов с применением процедуры фиктивных узловых сил [22, 68]. При расчетах на

каждом шаге в каждом элементе определяются напряжения, действующие в плоскости каждой из выделенных возможных систем нарушений.

В процессе нагружения в элементах появляются трещины разрыва или сдвига. Однако согласно принятой гипотезе конгломерат ненарушенных частей и дефектов рассматривается как сплошная среда с различными прочностными свойствами по направлениям. Напряжения в разрушающихся породах, в естественных условиях очень неоднородные, в расчетах методами механики сплошной среды получаются непрерывными. Критерии, применяемые для анализа возможности разрушения в различных частях образца, относятся к усредненному сплошному материалу, а параметры напряженного состояния в них средние по конгломерату ненарушенных частей и дефектов.

Для оценки возможности разрушения используется условие прочности Кулона – Мора в сочетании с условием прочности при одноосном растяжении (рис.4.2):

$$\begin{aligned} |\tau| &= K + \sigma_n \operatorname{tg} \phi \text{ при } \sigma_n > \sigma''; \\ \sigma_n &= \sigma_p \text{ при } \sigma_n < \sigma''. \end{aligned} \quad (4.1)$$

Паспорт прочности Кулона – Мора описывается кусочной зависимостью, состоящей из двух прямолинейных участков и частей окружностей одноосного растяжения и сжатия (рис.4.2). Углы трения

φ в области между точками касания кругов одноосного растяжения и сжатия и в области всестороннего сжатия отличаются друг от друга:

$$\Phi = \begin{cases} \Phi_0 & \text{при } \sigma_{\min} > 0; \\ (\pi/2 + \Phi_0)/2 & \text{при } \sigma_{\min} < 0, \end{cases}$$

где Φ_0 – угол трения, определяемый при линейной аппроксимации паспорта прочности в области сжимающих напряжений.

На каждом шаге расчета на площадке с нормалью \vec{n} степень нагруженности рассчитывается с учетом изменения прочности, полученной на предыдущем этапе:

$$c = \frac{\tau_n}{K_p + \sigma_n \operatorname{tg} \Phi}, \quad (4.2)$$

где p – параметр относительной текущей прочности по рассматриваемому направлению.

В принятой расчетной модели выделяются направления возможных разрушений с шагом 45° ; при этом площадка, на которой действует максимальная степень нагруженности, может не совпасть ни с одним из выделенных направлений. Так, согласно условию Кулона – Мора, при сжатии предельное состояние реализуется на площадках, наклоненных к наибольшему главному напряжению под углами

$$\mu = \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right).$$

При действии максимального напряжения в вертикальном направлении ориентация ни одной из этих площадок не совпадет с выделенными направлениями. Если в элементе одноосное напряженное состояние при $\sigma_1 = \sigma_c$, то на площадках, наклоненных к главным напряжениям под углом μ , реализуется предельное состояние ($c = 1$), а на площадках под углом 45° степень нагруженности (4.2)

$$c' = \frac{0,5\sigma_c}{K + (0,5\sigma_c) \operatorname{tg} \Phi} < 1,$$

т.е. предельное состояние еще не наступит. Это обстоятельство указывает на погрешности, которые могут быть вызваны заданием фик-

сированных направлений разрушений. При угловом шаге задания направлений площадок в 45° величина c' определяет степень нагруженности с максимальной погрешностью. Поскольку в каждой точке исследуемой области отклонение главного напряжения от рассматриваемых поверхностей может достигать величины от 0 до $\phi/2$, то погрешности могут быть различными. В расчетах степень нагруженности по выделенным направлениям будем вычислять не по формуле (4.2), а с учетом поправочного коэффициента, исходя из средней величины погрешности:

$$c = \frac{\tau_n}{K_p + \sigma_n \operatorname{tg} \phi} \frac{2}{1 + c'} . \quad (4.3)$$

В рамках предлагаемой модели изменение структурного состояния материала в каждый момент времени определяется значениями шести параметров прочности (по каждому из выделенных направлений), тензорами составляющих пустотно-трещинного пространства, упругих и вязкоупругих деформаций, приращениями пластических, вязкопластических и разрушающих деформаций.

Процедура расчета следующая: на каждом шаге расчета после определения поля напряжений в каждом элементе по каждому из шести направлений рассчитываются касательные и нормальные напряжения, упругие и неупругие деформации.

Поскольку разрушение может происходить в результате сдвига или разрыва, то степень нагруженности определяется по формуле

$$c = \max\{c_c, c_p\}, \quad (4.4)$$

где c_c определяет степень нагруженности по сдвигу и рассчитывается по формуле (4.3); c_p — степень нагруженности по растяжению,

$$c_p = \begin{cases} \sigma_n / (p\sigma_p) & \text{при } \sigma_n < 0; \\ 0 & \text{при } \sigma_n > 0. \end{cases}$$

Расчет степени нагруженности в элементе выполняется для каждой из выделенных площадок (возможных систем нарушений). Если на рассматриваемой площадке степень нагруженности $c = c_c$ и

$c > c_{\text{дл}}$, то задается приращение пластического сдвига, в направлении касательных напряжений и деформации по нормали к площадке (см. раздел 3.4),

$$\Delta \gamma_n^P = \delta; \quad \Delta \varepsilon_n^P = -k_p' \delta,$$

где δ – малая величина, назначаемая в зависимости от характеристик пород и требуемой точности расчетов, $\delta = (0,005 \div 0,05) \sigma_c / E$.

Если на площадке $c = c_p$ и $c \geq 1$, то задается приращение деформации разрыва по нормали к поверхности:

$$\Delta \varepsilon_n = -\delta.$$

В результате пластического деформирования и разрыва по площадкам часть прочности материала утрачивается. Приращение прочности рассчитывается в зависимости от приращений разрушающих пластических или разрывных деформаций (см. раздел 3.10)

$$\Delta p = -M_c |\Delta \gamma_n^P| + M_p \Delta \varepsilon_n,$$

где M_c и M_p – локальные модули спада при сдвиге и растяжении соответственно.

Процессы длительного разрушения (снижения прочности) учитываются с помощь функции длительной прочности в виде

$$\Theta = \exp[\alpha(1-c)] - 1, \quad (4.5)$$

где α – постоянная величина, определяемая из условия, что при напряжениях, соответствующих длительной прочности, разрушение наступит через 100 лет после начала нагружения,

$$\alpha = \frac{1}{1 - c_{\text{дл}}} \ln(100 \cdot 365 + 1).$$

Время до разрушения в формуле (4.5) рассчитывается в сутках.

Если на данном шаге расчета приращение времени не нулевое ($\Delta t > 0$), то при $c > c_{\text{дл}}$ на рассматриваемой площадке элемента происходит падение прочности (величина сцепления уменьшается). Со-

гласно положениям раздела 3.4 при сдвиге происходит изменение сцепления на величину

$$\Delta K = -\frac{K + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi}{\alpha c(\Theta + 1)} \Delta t,$$

а при растяжении меняется прочность на разрыв:

$$\Delta p = -\frac{P}{\alpha c(\Theta + 1)} \Delta t.$$

При разрушении в сдвиговом режиме ($c = c_c$) нарастают вязкопластические деформации сдвига по соответствующей площадке и связанные с ним деформации разрыхления

$$\Delta \gamma^{vp} = \frac{\Delta K}{KM_c} \operatorname{sign}(\tau_n); \quad \Delta \epsilon_n^{vp} = -|\Delta \gamma_n^{vp}| F(\sigma, p),$$

где $F(\sigma, p)$ – функция разрыхления (3.32).

При разрушении в режиме растяжения нарастают вязкопластические деформации разрыва в направлении нормали к соответствующей площадке:

$$\Delta \epsilon_n^r = -\frac{\Delta p}{M_p}.$$

По направлениям действия главных напряжений рассчитываются величины деформаций трещино-пор, а в трех главных плоскостях упругих деформаций – вязкоупругие деформации сдвига (см. разделы 3.7 и 3.8).

В соответствии с полученными на данном шаге величинами напряжений и деформаций для каждого элемента рассчитываются приращения пластических, вязкопластических, хрупких (разрушающих при разрыве), вязкоупругих и трещинно-поровых деформаций, а также приращений прочности по каждому из выделенных направлений.

На следующем шаге расчет выполняется с учетом приращения дополнительных сил в узлах сетки элементов, определенных исходя из приращений неупругих деформаций.

4.3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБРАЗЦОВ ПРИ ОДНООСНОМ НАГРУЖЕНИИ

Моделирование выполняется для условий знакопеременной скорости деформации; величина скорости осевой деформации при нагрузке и разгрузке остается постоянной, отношение высоты образца к его диаметру $H/D = 2$.

На контакте образца с плитами пресса моделируются условия полного сцепления (перемещения в горизонтальной плоскости запрещены). Деформационные и прочностные свойства породы моделируемых образцов характеризуются следующими параметрами: $E = 3000$ МПа; $\nu = 0,35$; $\sigma_c = 20$ МПа; $\phi = 40^\circ$; $c_{\text{дл}} = 0,5$; $k_p = 3$; $k_p' = 0,8$; $\theta_1 = 240$ ч; $\theta_2 = 4800$ ч; $k_n = 1$; $\theta_n = 24$ ч. Здесь θ_1 , θ_2 и θ_n – соответственно время запаздывания первой и второй ступеней вязкоупругих деформаций и деформаций трещино-пор; $k_n = 1$ означает, что при достижении напряжениями условий, при которых $c = c_{\text{дл}}$, равновесная вязкоупругая деформация трещино-пор становится равной $c_{\text{дл}} \sigma_c / E$.

Полученные в результате численного моделирования графики зависимости напряжение – деформации (рис.4.3) качественно соответствуют результатам лабораторных испытаний образцов. На графиках отражены все существенные черты поведения горных пород, проявляющиеся в испытаниях такого рода.

Как и в лабораторных испытаниях, при математическом моделировании упругий участок деформирования на диаграммах нагрузления отсутствует: линия разгрузки не совпадает с линией нагрузки с самого начала нагружения. Диаграмма боковых деформаций в основных

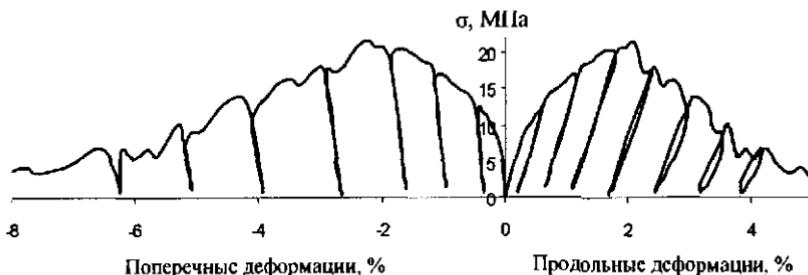


Рис.4.3. Расчетные диаграммы деформирования образца ($H/D = 2$)

чертах повторяет диаграмму осевого сжатия. На участке упругого деформирования боковые деформации меньше осевых, а при пластическом деформировании и разрушении приращения боковых деформаций превышают приращения осевых деформаций, что свидетельствует о разрыхлении материала. На участках разгрузки наклон диаграммы постепенно уменьшается, что является следствием изменения модуля упругости при снижении прочности. Снижение модуля упругости разрушающегося материала описывается зависимостью (3.18) при $q = 50$.

Численное моделирование процесса разрушения, кроме того, дает картину расположения участков разрушенных пород, указывает направления трещин и их интенсивность. На рис.4.4 приведены картины разрушений в цилиндрическом образце с диаметром, равным высоте, в моменты, когда осевая деформация достигла 2; 4 и 8 %.

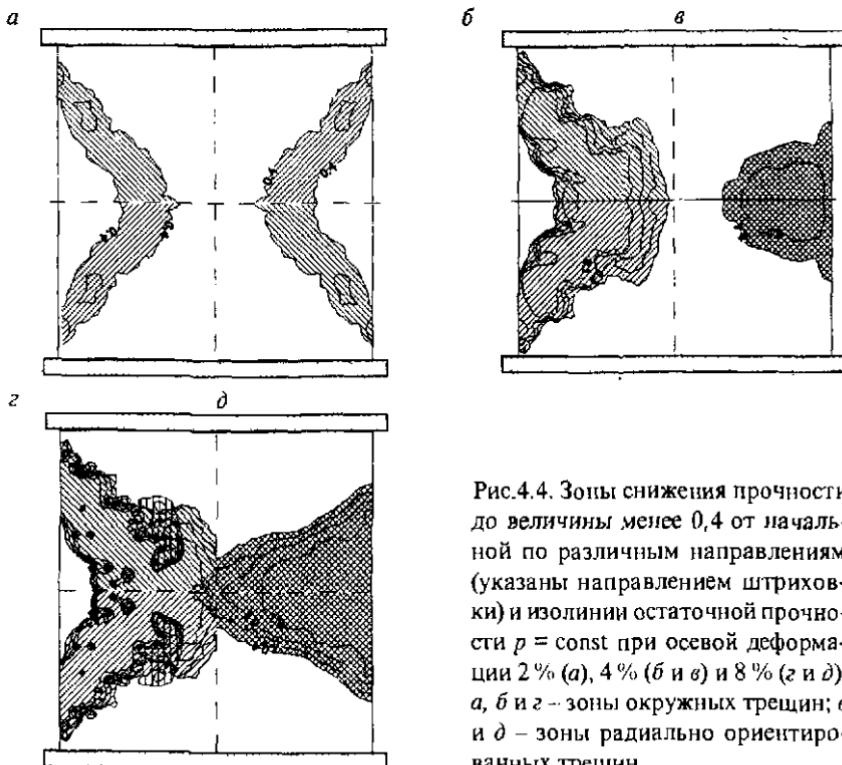


Рис.4.4. Зоны снижения прочности до величины менее 0,4 от начальной по различным направлениям (указаны направление штриховки) и изолинии остаточной прочности $p = \text{const}$ при осевой деформации 2 % (а), 4 % (б и в) и 8 % (г и д), а, б и г – зоны окружных трещин; в и д – зоны радиально ориентированных трещин

Расчетом определяется не только направления трещин, но и степень нарушенности, характеризуемая параметрами p , для каждого из направлений трещин. На рис.4.4 построены зоны нарушений пород $p_i \leq 0,4$.

Результаты моделирования не только соответствуют известным представлениям о процессах разрушения, но дают дополнительную информацию о характере и последовательности явлений. Опишем некоторые из них, наблюдаемые при численном моделировании образца с заданными свойствами. При достижении осевой деформацией величины 2 % образуются конусы разрушения (рис.4.4, а). На этом этапе основные разрушения (накопление повреждений) происходят по коническим поверхностям. Средний угол наклона конических поверхностей больше 45° (изолинии $p = 0,4$), при этом максимальное снижение прочности наблюдается вблизи поверхности образца около опорных плит (изолинии $p = 0,3$).

При осевых деформациях, равных 0,04 и 0,08, разрушение по коническим поверхностям продолжается (рис.4.4, б и г). Область разрушения увеличивается. Части слабонарушенных пород ($p > 0,4$), примыкающие к опорным плитам, ограничиваются воронкообразной поверхностью. При осевой деформации, равной 0,08, в некоторых внутренних частях образца наблюдаются круглоцилиндрические поверхности нарушений. При осевой деформации, равной 0,04, появляются зоны нарушения по наклонным радиально ориентированным поверхностям (системы 6 и 6'), которые могут быть названы зонами смятия. При росте осевых деформаций размеры зоны смятия возрастают, полностью захватывая среднее диаметральное сечение.

При выемке твердого полезного ископаемого для управления горным давлением и сдвижением подработанного массива пород остаются неотработанные участки полезного ископаемого – целики. Образцы горных пород часто рассматриваются как модели столбчатых или ленточных целиков. Методики расчета устойчивости целиков, применяемые в инженерной практике, основываются на результатах лабораторных испытаний [32, 56]. С этой целью испытывают образцы цилиндрической формы с различным отношением их высоты к диаметру.

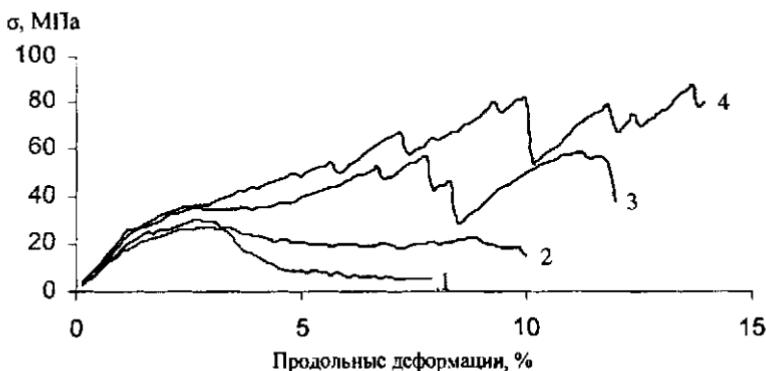


Рис 4.5 Осевые деформации при одноосном сжатии цилиндрических образцов различной формы

1, 2, 3 и 4 соответствуют D/H , равному 0,5, 1, 2 и 3

Результаты математического моделирования (рис.4.5) показывают, что кривые зависимостей деформаций от напряжений в «низких» (кривые 3 и 4) образцах имеют скачкообразный характер.

В работе [56], посвященной исследованию свойств горных пород, приведены результаты испытаний цилиндрических образцов известняка с различным отношением H/D . При $H/D < 1$ разрушение шло скачкообразно: вначале наблюдался пропорциональный рост напряжений и деформаций до определенной величины нагрузки (зависящий от H/D), затем происходило разрушение части материала, которое сопровождалось резким понижением нагрузки примерно до 30-50 % от максимально достигнутой, и при дальнейшем нагружении образца его несущая способность могла превысить первоначально достигнутую. Окончательное разрушение образца происходит после нескольких таких скачков.

Таким образом, математическое моделирование и лабораторные испытания дают одинаковые качественные картины деформирования и разрушения образцов в основных частях. Математическое моделирование обладает тем достоинством, что позволяет исследовать процессы в самых разных условиях и подробно изучать эффекты, которые лабораторным путем исследуются с большими трудностями.

4.4. МОДЕЛИРОВАНИЕ ОБЪЕМНЫХ ИСПЫТАНИЙ ОБРАЗЦОВ

Испытания образцов горных пород в условиях неравнокомпонентного сжатия проводят, главным образом для построения паспортов прочности. Одним из наиболее доступных методов определения прочностных свойств пород в условиях трехосного сжатия является испытание в стабилометре, обеспечивающем условия нагружения по схеме Кармана. В этом приборе максимальное сжимающее напряжение передается на торцовые поверхности цилиндрического образца жесткими поршнями, а давление на боковую поверхность создается жидкостью. Таким образом, если исключить из внимания силы трения на торцах, напряженное состояние образца имеет вид $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ (схема Кармана). Большой объем исследований прочностных и деформационных свойств горных пород в таких условиях нагружения выполнен во ВНИМИ А.Н. Ставрогиным, Б.Г. Тарасовым и др. [25, 59]. Приведенные на рис.4.6 расчетные диаграммы продольного и поперечного деформирования цилиндрических образцов в условиях объемного сжатия совпадают по основным признакам с диаграммами нагружения, полученных в лабораторных испытаниях для некоторых горных пород.

Для характеристики напряженного состояния в механике деформируемых тел используется коэффициент Надаи – Лоде, определяющий взаимоотношение главных значений тензора напряжений:

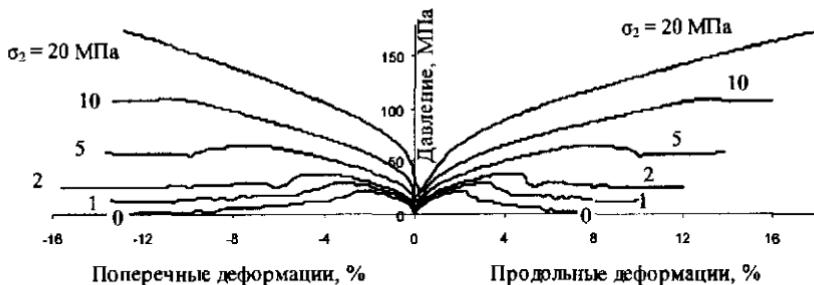


Рис.4.6. Диаграммы напряжение – деформация при разных значениях бокового давления σ_2

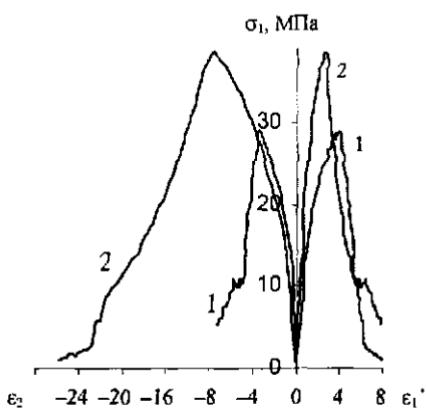


Рис.4.7. Диаграммы нагружения цилиндрических образцов по схеме Кармана (1) и Беккера (2)

$$\mu_\sigma = 2 \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} - 1.$$

Параметр μ_σ изменяется от -1 до $+1$. Так при $\sigma_1 > 0$ (сжатие) и $\sigma_2 = \sigma_3 \geq 0$ реализуется схема нагружения Кармана $\mu_\sigma = -1$ (условие обобщенного сжатия); при $\sigma_1 = \sigma_2$ $\mu_\sigma = +1$ (условие обобщенного растяжения); условие $\sigma_1 = \sigma_2 > 0$ соответствует схеме нагружения Беккера.

Большинство применяемых в инженерных расчетах критерии прочности представляют собой варианты

критерия Кулона – Мора, согласно которому условие перехода горных пород в предельное состояние определяется максимальным и минимальным главными напряжениями. Влияние вида напряженного состояния (μ_σ) при этом не учитывается.

Несмотря на то, что интерес к этой проблеме среди специалистов по механике горных пород остается постоянным [36, 57], она не разрешена.

Рассмотрим, как отвечает на этот вопрос численное моделирование. На рис.4.7. приведены результаты численного моделирования деформирования и разрушения цилиндрических образцов с $D/H = 1$. Моделировалось нагружение одноосного сжатия образца (схема Кармана, $\mu_\sigma = -1$) и нагружение по боковой поверхности равномерным давлением с торцами, свободными от нагрузки (схема Беккера, $\mu_\sigma = +1$).

Численный эксперимент показал, что при испытании по схеме Беккера ($\sigma_2 = \sigma_1$) максимальная величина напряжений значительно больше (на 30 %), чем при испытании по схеме Кармана ($\sigma_2 = \sigma_3$). Деформации в направлении действия минимального напряжения при нагружении по схеме Беккера более чем вдвое превышают деформации, полученные при нагружении по схеме Кармана.

Следует отметить, что при расчетах в обоих случаях нагружения был использован критерий Кулона – Мора. Полученное различие результатов свидетельствует о том, что моделируемые при численных расчетах процессы деформирования и разрушения зависят не только от применяемых критерии, но и от методов численного моделирования.

Применяемый здесь подход отличается тем, что в процессе расчетов учитываются повороты осей главных тензоров напряжений и деформаций, а также возможности разрушения в разных плоскостях и изменения характеристик прочности по направлениям на всех этапах нагружения.

4.5. МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЛИТЕЛЬНЫХ ИСПЫТАНИЙ ОБРАЗЦОВ

Условия разрушения и характер деформирования пород зависят от скорости приложения нагрузки и от длительности их нахождения под нагрузкой. Эти явления могут иметь различный физико-химический механизм. По мнению А.Н. Ставрогина [58], ползучесть объясняется термо-флуктуационными процессами. Авторы работы [50] считают, что термо-флуктуационный механизм течения для горных пород при температурах, далеких от точек плавления минералов, не имеет существенного значения. Они считают важным, что проникновение в раскрывающиеся микродефекты паров воды и молекул других поверхностно-активных веществ (кислот, щелочей) сопровождается их расклинивающим действием на стенки микродефектов и снижением энергии молекулярных связей на контуре микродефектов. Второй причиной реологических явлений в породах, особенно глинистого состава, может быть перетекание и отжим поровой влаги и связанное с этим возрастание или падение порового давления.

Физико-химические процессы могут вызывать как разрушающее, так и восстанавливающее действие на связи в породном скелете.

Поскольку испытания образцов при длительном действии нагрузок (месяцы и годы) очень трудоемки, то математические методы



Рис.4.8. Деформации ползучести цилиндрических образцов при различных осевых нагрузках

моделирования могут существенно снизить трудозатраты и повысить их эффективность.

На рис.4.8 приведены графики ползучести цилиндрических образцов породы при нагрузке, меньшей, равной и большей длительной прочности (10 МПа).

Вид расчетных кривых ползучести качественно соответствует графикам лабораторных испытаний. В массиве горных пород в разных его частях при техногенных воздействиях возникают разнообразные условия нагружения, в том числе деформирование с большим разбросом скоростей деформаций. Многочисленные исследования горных пород показали, что изменение скорости деформации может приводить к различным изменениям как допредельных, так и запредельных свойств [5, 59 и др.]. В упомянутых работах исследование влияния скорости деформации проведено в диапазоне $10^{-6} - 10^{-1} \text{ с}^{-1}$ ($10^{-3} - 10^2 \text{ ч}^{-1}$). Для практических целей представляет интерес исследовать процессы в диапазоне меньших скоростей. Математическое моделирование одноосного нагружения цилиндрических образцов при различных скоростях деформирования в диапазоне $10^{-5} - 10^{-1} \text{ ч}^{-1}$ (рис.4.9) показали, что у материала с заданными свойствами связь между деформациями и напряжениями зависит от скорости деформаций и что вместе с уменьшением скорости деформации снижается предельная величина сопротивления образца, угол запредельного участка диаграммы растет, величина продольной деформации при разрушении уменьшается.

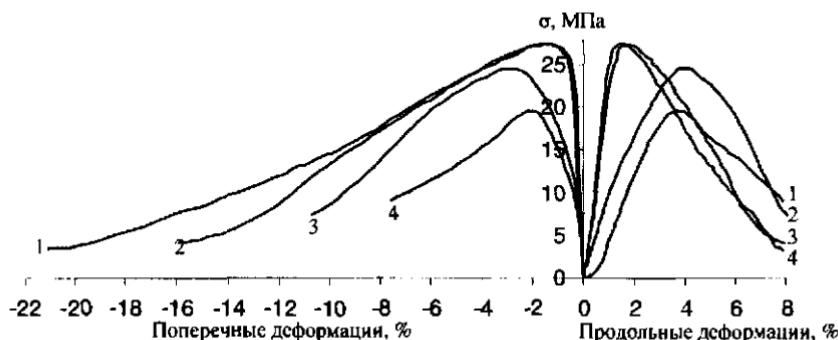


Рис.4.9. Диаграммы нагружения образцов с различными скоростями деформации

1 – 10^{-4} с^{-1} , 2 – 10^{-3} с^{-1} ; 3 – 10^{-2} с^{-1} , 4 – 10^{-1} с^{-1}

Если при проведении лабораторных испытаний будут выявлены иные закономерности, это будет означать, что, кроме принятых к рассмотрению деформационных и разрушающих механизмов, необходимо включение новых. Таким механизмом, например, может быть явление упрочнения при снижении нагрузки в течение длительного времени.

Ясно, что при других прочностных и деформационных свойствах картина деформирования и разрушения может быть иной.

Образец как породная конструкция изучен достаточно хорошо, и потому приведенные здесь примеры математического моделирования убедительно показывают возможности предложенного метода. Решение задач деформирования и разрушения образцов имеет, кроме того, прикладное значение, поскольку позволяет проверять правильность принятых в инженерных методиках принципиальных положений о закономерностях влияния различных факторов на деформационные и прочностные свойства пород.

5. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

5.1. ВЛИЯНИЕ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ НА РЕЗУЛЬТАТЫ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

Результаты решения задач горного давления вокруг подземных выработок математическими методами в значительной мере зависят от способов задания условий перемещений и силовых факторов на границах и в рассматриваемой области [7].

Поскольку протяженность породного массива практически бесконечна, а влияние инженерных объектов с расстоянием затухает, то его моделируют в пределах некоторых границ. Предполагается, что за их пределами массив остается не затронутым влиянием рассматриваемого подземного сооружения. При решении задач аналитическими методами границы области обычно относят на бесконечное расстояние.

Нагрузки, приложенные к рассматриваемой части массива, могут быть заданы как граничными нормальными и касательными силами, так и распределенными массовыми силами веса пород и давления фильтрующейся жидкости. В тех случаях, когда на удаленных боковых границах рассматриваемой области запрещаются перемещения по нормали к границе, моделируются условия, при которых горизонтальные напряжения в массиве пород связаны с вертикальными соотношением

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{v}{1-v}; \quad v \leq 0,5$$

(здесь σ_h и σ_v – горизонтальные и вертикальные напряжения; v – коэффициент Пуассона), из которого следует, что горизонтальные напряжения не превышают вертикальные, что, однако, достаточно часто не подтверждается практикой [7, 33 и др.].

Перемещения, рассчитанные при заданных на удаленных границах известных напряжениях и массовых силах в каждой точке мас-

сива с выработкой, не уменьшаются с удалением от нее до нуля. Это противоречит наблюдаемому снижению влияния выработки на перемещения окружающих пород с удалением от нее. Кроме того, постановка задач с заданием на внешних границах усилий и перемещений или массовых сил веса пород для массивов с геологическими нарушениями и неоднородностями невольно предполагает, что геологические структуры и выработки влияют на напряженно-деформированное состояние как объекты, одновременно образовавшиеся.

Такие погрешности в решениях объясняются тем, что постановка задач с приведенными способами задания граничных условий не соответствуют реальным условиям нагружения массива. И.В. Родин [54] на примерах моделирования горного давления вокруг выработок установил необходимость учета того факта, что выработка проходится в нагруженном массиве пород, напряженное состояние которого обусловлено, главным образом, геологическими причинами.

При моделировании упругого массива пород этих противоречий и ошибок можно избежать при решении задач в постановке снимаемых напряжений, сформулированной в работе [54]. Метод основан на применении принципа суперпозиции, справедливого для линейно деформирующихся сред. Согласно этому методу, расчет напряженно-деформированного состояния в массиве вокруг выработки ведется с учетом действия снимаемых сил, прикладываемых к поверхностям, образующимся при создании подземных выработок. Напряжения в массиве определяются как сумма (суперпозиция) напряжений начальных, действующих в нетронутом массиве, и дополнительных, возникших от снимаемых сил. Перемещения рассчитываются как следствие действия снимаемых сил, что отражает факт их появления и развития только в результате образования выработки.

Распространенное мнение о применимости метода суперпозиции к задачам горного давления для любых упругих массивов как сумме решений ошибочно. Для неодносвязных областей (а массивы горных пород в пределах влияния горных выработок практически всегда неоднородны и, значит, области вокруг выработок не односвязны) суперпозиция как сумма любых частных решений не применима даже для упругих пород [38]. В общем случае для упругого породного массива результаты расчета напряжений зависят от способа

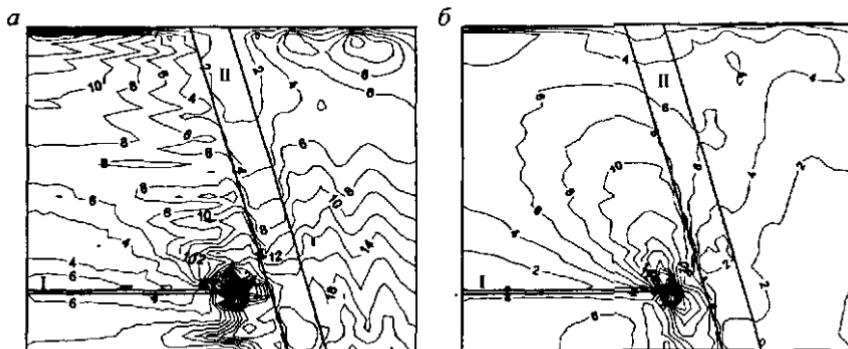


Рис.5.1. Распределение разности максимальных и минимальных напряжений (а) после отработки пласта, рассчитанных при заданных массивовых силах тяжести (а) и в постановке снимаемых напряжений (б), МПа
I – отработанный пласт; II – геологическое нарушение

задания граничных условий в суммируемых решениях. Однако в постановке И.В. Роднина суперпозиция начального напряженного состояния и напряжений от действия снимаемых (дополнительных) сил в постановочном смысле верна, поскольку, по существу, отражает историю нагружения, в которой снимаемые силы дополняют существующую картину воздействий на очередном этапе нагружения породного массива, изменившуюся в результате образования выработки. Результаты решения задач в такой постановке в большей мере соответствуют реальности, чем, например, при задании сил на удаленных границах или при задании объемных сил веса пород.

Иллюстрацией сказанному служат результаты расчетов распределения напряжений и перемещений в массиве от влияния отработки пласта полезного ископаемого с геологическим нарушением (рис.5.1 и 5.2). В одном случае расчет выполнен на действие массивных сил веса пород, в другом – на действие сил (снимаемых напряжений), приложенных к почве и кровле отработанного пласта. Геологическое нарушение моделируется материалом с пониженным модулем упругости. Расчеты показали, что распределение расчетных напряжений и перемещений при решениях задачи в разных постановках существенно различно. В первом случае полученный результат соответ-

ствует условиям одновременного образования выработки и геологического нарушения. Во втором решении картина распределения напряжений соответствует допущению, согласно которому начальные напряжения нетронутого массива однородны, т.е. считается, что неоднородности поля напряжения, вызванные образованием нарушения, за геологический период полностью релаксировались. Существенным моментом постановки задач с дополнительными напряжениями является то, что начальные напряжения могут быть заданы соответствующими любой гипотезе о напряжениях в нетронутом массиве.

Согласно первому решению на земной поверхности с удалением от выработки оседания убывают не до нуля, а до величины оседания массива без выработки от действия приложенных сил тяжести. Этот результат соответствует условию появления веса пород вместе с образованием выработки и геологического нарушения, что, очевидно, ошибочно (рис.5.2, а). В отличие от первого решения, в задаче со снимаемыми нагрузками рассчитанные перемещения земной поверхности с удалением от выработки, как и случается в природе, убывают (рис.5.2, б).

История нагружения влияет на процессы нелинейного деформирования и разрушения пород, о чём свидетельствуют не только лабораторные исследования, но и известные факты зависимости устойчивости двух взаимовлияющих выработок от порядка и сроков их образования. В связи с этим для нелинейно деформирующихся и разру-

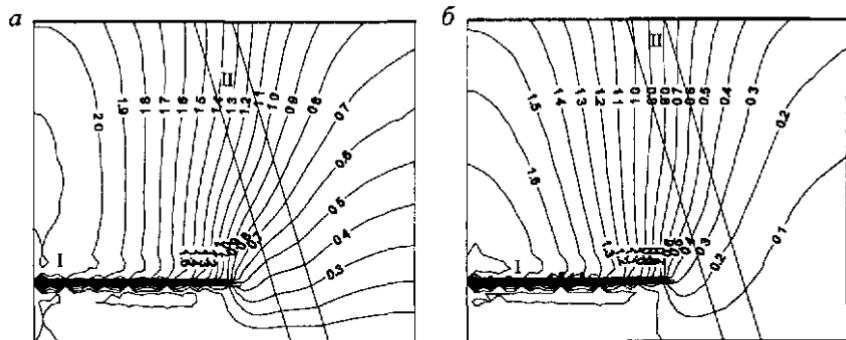


Рис 5.2 Распределение оседаний в массиве пород, рассчитанных от собственного веса пород (а) и от снимаемых сил (б), см

шающихся массивов пород учет истории нагружения при математическом моделировании горного давления играет еще большую роль, чем для упруго-деформирующихся массивов.

Под воздействием природных сил (гравитация, фильтрующие жидкости, геологические нарушения, геодинамические явления и др.) формируется некоторое напряженно-деформированное состояние (НДС) породного массива. Компоненты природного поля напряжений и упругих (обратимых) деформаций в нем могут быть представлены как линейно зависимые величины

$$\sigma_{ij}^0 = a_{ijkl} \epsilon_{kl}^0, \quad (5.1)$$

где σ_{ij}^0 и ϵ_{kl}^0 – компоненты тензоров напряжений и упругих деформаций в нетронутом массиве; a_{ijkl} – модули упругости (коэффициенты жесткости); i, j, k, l – индексы, принимающие значения 1, 2 и 3, соответствующие номерам трех осей прямоугольной системы координат (по повторяющимся индексам производится суммирование).

В линейно деформирующейся части массива, ослабленного выработкой, связь между напряжениями и деформациями, с учетом соотношения (5.1), может быть представлена суммой

$$\sigma_{ij} = a_{ijkl} \epsilon_{kl}^0 + a_{ijkl} \epsilon'_{kl}, \quad (5.2)$$

где первое слагаемое – напряжения в нетронутом массиве, второе – дополнительные напряжения, обусловленные влиянием выработки (здесь ϵ'_{kl} – деформации, вызванные образованием выработки).

При решении упругой задачи методом В.И. Родина на границе удаляемой части массива (по контуру выработки) задаются снимающие напряжения, равные по величине действовавшим в нетронутом массиве на этой границе. Рассчитанные напряжения в области вокруг выработок добавляются к начальным, действовавшим в массиве пород до образования выработок. Зависимость (5.2) при совпадении модулей упругости при нагружении и разгрузке имеет тот же смысл, и следовательно, решение задач в постановке снимаемых напряжений для линейно-упругих пород физически обосновано. Следует подчерк-

нуть, что результаты моделирования в неоднородном, например слоистом массиве, или при исследовании взаимодействия массива пород с крепью выработок зависят от граничных условий даже в упругих породах [9], при этом точность моделирования прямо связана со способом задания граничных условий. Из применяемых способов решения задач в упругих породах постановка В.И. Родина обеспечивает наилучшее соответствие моделирования условиям нагружения естественного массива.

5.2. ПОСТАНОВКА И МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ МОДЕЛИРОВАНИЯ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ В НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЮЩИХСЯ ГОРНЫХ ПОРОДАХ

Рассмотрим случай, когда после образования выработки в некоторой части массива появились, наряду с упругими, нелинейные (пластические, вязкие и разрушающие) деформации. Для каждой точки этой части массива в любой рассматриваемый момент времени связь деформаций и напряжений формально может быть выражена линейным соотношением типа (5.1), но с измененными коэффициентами жесткости

$$\sigma_{ij} = b_{ijkl} \epsilon_{kl}, \quad b_{ijkl} \neq a_{ijkl}, \quad (5.3)$$

Тогда в массиве с выработкой напряжения выражаются через деформации с помощью соотношения

$$\sigma_{ij} = b_{ijkl} \epsilon_{kl}^0 + b_{ijkl} \epsilon'_{kl}, \quad (5.4)$$

где b_{ijkl} – измененные коэффициенты жесткости (при одноосном сжатии – секущие модули); ϵ_{kl}^0 – упругие деформации природного и техногенного происхождения, накопленные к моменту образования исследуемого объекта; ϵ'_{kl} – полные (упругие и неупругие) деформации, вызванные образованием выработки. Здесь и далее коэффициенты жесткости для каждой точки исследуемой области могут различаться и меняться с течением времени.

Измененные коэффициенты жесткости в зависимостях (5.3) и (5.4) могут выражать действительное изменение упругих свойств или представлять собой секущие модули, используемые в решениях нелинейных задач методом конечных элементов с применением процедуры переменной жесткости.

Нетронутый массив есть конгломерат сжатых элементов. При удалении части таких элементов в пределах образующейся выработки элементы вокруг нее получают возможность упруго восстанавливаться, что и служит причиной дополнительных деформаций и напряжений в массиве. В части массива с нелинейно деформирующимися породами жесткость среды уменьшается, что также вызывает упругое восстановление пород окружающих частей массива. Мерой силового воздействия, влияющего на упругое восстановление в результате изменения жесткости нелинейно деформирующихся пород, служат напряжения, рассчитываемые с учетом (5.1) и (5.3):

$$\sigma'_{ij} = (a_{ijkl} - b_{ijkl}) \epsilon_{ijkl}^0. \quad (5.5)$$

Для моделирования упругого восстановления необходимо к границе участка нелинейного деформирования S и приложить нормальные и касательные напряжения

$$\sigma_{ij}^{(S)} = -\sigma'_{ij} n_j|_S, \quad (5.6)$$

рассчитанные исходя из напряжений σ'_{ij} , определяющих снижение сил сопротивления этого участка воздействию окружающего массива (здесь n_j – компоненты единичного вектора нормали к границе участка нелинейного деформирования).

При образовании выработки или при полном разрушении материала жесткость уменьшается до нулевой ($b_{ijkl} \equiv 0$); в этих случаях, согласно (5.5), величины снимаемых напряжений на границах выработок и зон полного разрушения пород определяются начальным состоянием (5.1): $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij}^0$. По существу $\sigma_{ij}^{(S)}$ есть снимаемые напряжения, только не на контуре выработки, а на контуре зоны снижения жесткости пород.

Рассмотрим условия на-
гружения на участке поверхно-
сти обнажения выработки (рис.5.3). При математическом
моделировании на первом шаге к
поверхности обнажения приклады-
ваются снимаемые напряже-
ния σ_n . Если в приконтурной час-
ти массива породы разрушаются
(полностью теряют способность
сопротивляться), то на следую-
щих шагах расчета к границам
этого участка прикладываются
напряжения упругого восстанов-
ления $\sigma'_n = \sigma_n$. Из схемы следу-
ет, что в этом случае снимаемые
напряжения на части контура выработки, к которой примыкает
зона разрушения выработки, нейтрализуются. Снимаемая нагрузка,
приложенная к контуру обнажения выработки, переходит на внешний
контур зоны разрушения. Таким способом автоматически моделиру-
ется изменение формы выработки при разрушении приконтурных
частей массива.

Выражения (5.4)-(5.6) обобщают способ решения задач со
снимаемыми напряжениями для нелинейно деформирующихся пород
методом переменной жесткости.

Задача решается по шагам. На первом шаге решается задача
для среды с начальными модулями упругости. В соответствии с по-
лученными из решения напряжениями и критериями пластичности
(разрушения) определяются зоны неупругого поведения материала,
для которых рассчитываются новые значения модулей деформаций
($b_{ijkl} \neq a_{ijkl}$). На следующем шаге расчета к границам зон пород с из-
мененными свойствами прикладываются “разгружающие” напряже-
ния (5.6). Количество шагов зависит от требуемой точности расчета.

Обоснованием правильности такого подхода служит то, что на
каждом шаге расчетов, как и в методе В.И. Родина, решается задача

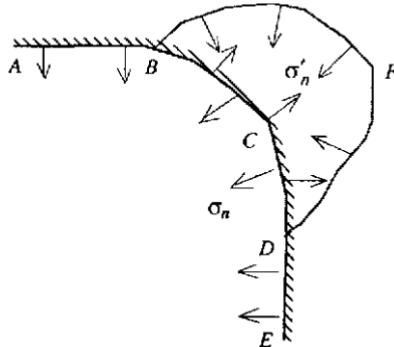


Рис 5.3 Схема приложения нормальных снимаемых напряжений σ_n на части контура выработки ABCDE и напряжений упругого восстановления σ'_n на контуре зоны разрушенных пород BCDFB

для линейно деформирующейся неоднородной среды. Задача в постановке со симмаемыми напряжениями [54] для линейно деформирующегося массива, в котором закон деформирования не меняется ($b_{ijkl} \equiv a_{ijkl}$), является частным случаем для сформулированного метода решения – метода упругого восстановления.

При численном моделировании в рассматриваемой постановке на удаленных границах задаются только усилия и перемещения, обусловленные симметрией и ограничивающие произвольные перемещения и повороты рассматриваемой области. Полученные в результате решения перемещения на удаленных границах могут служить для оценки правильности выбора размеров области. На контурах выработок в начальный момент времени задаются симмаемые усилия, как в постановке со симмаемыми напряжениями.

Рассмотрим реализацию постановки задачи для массива с нелинейными деформационными свойствами численным методом конечных элементов (МКЭ) [61]. При решении задач МКЭ рассматриваемая область разбивается на треугольные (возможны другой формы) элементы, связанные друг с другом в узлах. Условия по перемещениям и напряжениям на границах и внутри области задаются в узлах сетки. При решении задач методом переменной жесткости коэффициенты упругости a_{ijkl} и b_{ijkl} , входящие в зависимости (5.1)–(5.6), являются составляющими матрицы жесткости элементов разбиения массива. Первые задаются на первом шаге расчета, вторые вычисляются с учетом нелинейных деформаций на следующих шагах. В ходе пошагового решения задачи нелинейного деформирования граничные условия в напряжениях будут меняться, дополняясь усилами в узлах сетки в тех частях, где в результате вязкого и пластического деформирования и разрушения жесткость материала меняется согласно (5.3).

Рассмотрим два возможных способа численной реализации предлагаемого метода расчета при использовании итерационной и инкрементальной процедур.

Итерационная процедура расчета. Решение выполняется путем последовательного расчета НДС при задании следующих условий:

- на контуре обнажения выработки (S) на любом шаге расчета

$$\sigma_{ij}^{(S)} = -\sigma_{ij}^0 n_j|_s; \quad (5.7)$$

- к узлам каждого нелинейно деформирующегося элемента на каждом шаге расчета, кроме первого, прикладываются силы, имитирующие действие частичного упругого восстановления.

При решении методом переменной жесткости итерационным способом выбирается матрица жесткости элемента, при которой не нарушается условие прочности элемента. В результате итерационной процедуры добиваются, чтобы условие прочности не нарушалось ни в одном элементе. В соответствии с изменением жесткости в нелинейно деформирующемся элементе в рассматриваемый момент времени, дополнительные узловые силы упругого восстановления определяются матричным выражением

$$\{F\} = \int [B]^T ([D_a] - [D_b]) \{\epsilon^0\} dV, \quad (5.8)$$

где $\{F\}$ – столбец дополнительных узловых сил; $[B]^T$ – транспонированная матрица связи узловых перемещений и деформаций элемента; $[D_a]$ и $[D_b]$ – матрицы жесткости элемента в нетронутом массиве и в рассматриваемый момент времени; $\{\epsilon^0\}$ – столбец начальных деформаций элемента массива (5.1).

Из формулы (5.8) следует, что в тех элементах, где жесткость не меняется ($[D_a] - [D_b] = 0$), столбец дополнительных узловых сил нулевой.

При решении задач методом фиктивных узловых сил матрицы жесткости элементов не меняются. Для получения решения варьируются величины нелинейных деформаций. Напряжения в элементах рассчитываются по формуле (5.2), где ϵ'_{kl} представляют собой компоненты упругой составляющей деформаций, возникающих от действия снимаемых напряжений, прикладываемых к граничным поверхностям выработок, и от дополнительных узловых сил. Дополнительные узловые силы в узлах нелинейно деформирующихся элементов определяются только неупругими деформациями $\{\epsilon^n\}$:

$$\{F\} = \int [B]^T [D_a] \{\epsilon^n\} dv. \quad (5.9)$$

Для окружающих частей массива эти дополнительные силы, как и силы, снимаемые по поверхности выработки, играют роль факторов, обеспечивающих упругое восстановление предварительно деформированных пород. К границам участка полного разрушения пород, когда их жесткость становится нулевой, прикладываются снимаемые напряжения (5.7).

Наблюдаемое снижение модуля разгрузки на участке запредельного деформирования образцов горных пород [5, 8, 50, 59] свидетельствует о том, что их упругие свойства в результате пластического деформирования и разрушения меняются. Изменение модуля деформации может возникать и в результате других физических факторов (влажности, температуры и др.).

При решении задачи методом фиктивных узловых сил для массива пород с меняющимися деформационными свойствами матрица жесткости элементов также должна меняться. В окрестности элементов с измененными деформационными свойствами проявляется упругое восстановление. При этом дополнительные узловые силы, прикладываемые к узлам нелинейно деформирующихся элементов, зависят как от величин неупругих деформаций $\{\epsilon^n\}$, так и от начальных деформаций пород:

$$\{F\} = \int [B]^T \left\{ [D_b] \{\epsilon^n\} + ([D_a] - [D_b]) \{\epsilon^0\} \right\} dv. \quad (5.10)$$

В этом случае напряжения определяются выражением (5.4), где ϵ'_{kl} представляют собой компоненты только упругой составляющей деформаций, возникающих от действия снимаемых напряжений, прикладываемых к граничным поверхностям выработок, и дополнительных узловых сил упругого восстановления. Коэффициенты жесткости в формуле (5.4) в этом случае представляют не секущие, как в методе переменных модулей, а реальные модули деформации (модули упругости при разгрузке).

Инкрементальная процедура расчета. Горные выработки образуются в некоторой последовательности, при этом уже сущест-

вующие части этой выработки или другие выработки, закладка отработанного пространства, крепление выработок, влияют на геомеханические процессы. За исследуемый период времени параметры нагружения, геометрия границ исследуемой области или деформационные и прочностные свойства меняются вследствие механических или физико-химических воздействий. В нелинейно деформирующихся и разрушающихся массивах горных пород проявления горного давления зависят от порядка и сроков таких воздействий.

Математическое моделирование проявлений горного давления для меняющихся условий нагружения требует специального подхода. При этом должна учитываться последовательность воздействий и накапливаемых при этом изменений состояния. Таким способом может служить процедура приближения к искомому решению путем последовательных приращений (в течение рассматриваемого интервала времени инкрементов) перемещений узлов и деформаций элементов. Эти приращения могут быть как дополнительными величинами, уточняющими приближенные значения, полученные на предыдущих шагах расчета, так и дополнительными перемещениями и деформациями, полученными из-за меняющихся условий в течение рассматриваемых интервалов времени. Расчеты выполняются в соответствии с процедурой фиктивных узловых сил.

Решение выполняется по шагам с приращением временных интервалов, в течение которых происходят некоторые изменения геометрических или механических параметров. На первом шаге расчет НДС массива производится без учета нелинейности законов деформирования при учете геометрических и механических факторов на начальный момент времени. На следующих шагах выполняются расчеты смещения от действия дополнительных узловых сил, определяемых нелинейными (пластическими, вязкими и разрушающими) деформациями. На i -м шаге расчета при изменении упругих свойств материала столбец узловых сил в нелинейно деформирующихся элементах рассчитывается с учетом упругого восстановления полных упругих деформаций как начальных, так и накопленных на предыдущих шагах нагрузки:

$$\{\Delta F_i\} = \int [B_i]^T \left\{ [D_i] \{\epsilon_i^n\} + ([D_{i-1}] - [D_i]) \{\epsilon^0 + \epsilon^e\} \right\} dv. \quad (5.11)$$

На каждом шаге расчета определяются величины приращений перемещений узлов от действия сил (5.11), которые суммируются с величинами, полученными на предыдущем этапе.

* * *

Описанный способ решения нелинейных задач основан на представлении, что формирование нового состояния равновесия нарушенного образованием выработок массива осуществляется за счет упругого восстановления объема и формы деформированных в естественных условиях пород, и может быть определен как метод упругого восстановления [44]. Смысл метода заключается в том, что "запасенные" в горных породах упругие деформации вокруг горной выработки и зон неупругого деформирования восстанавливаются, создавая новое равновесное состояние, нарушенное проходкой горной выработки при появлении возможности, возникающей при проходке горной выработки, нелинейном деформировании пород и при изменении упругих деформационных свойств. Эти деформации проявляются как напряжения упругого восстановления, которые при моделировании прикладываются к границам нелинейно деформирующихся областей наряду с дополнительными (снимаемыми) напряжениями по поверхности обнажения выработки.

Такой способ постановки условий и решения задач горного давления в нелинейно деформирующихся и разрушающихся породах физически более обоснован, чем применяемые постановки с заданием на удаленных границах напряжений и ограничений перемещений или сил веса пород, заданных в массиве одновременно с образованием выработки.

Решения задач горного давления этим методом могут быть реализованы и с применением процедуры узловых сил и смешанным способом узловых сил и переменной жесткости.

Задание усилий на границах и внутри области моделируют процесс упругой разгрузки, что обеспечивает наилучшее соответствие пути нагружения для каждой части массива и, в конечном счете, способствует получению наиболее точных решений. При решении задач методом переменных модулей упругая разгрузка определяется начальными упругими деформациями пород массива.

В решениях методом фиктивных узловых сил с привлечением инкрементальной процедуры в породах с меняющимися упругими свойствами упругая разгрузка задается дополнительными узловыми силами, рассчитываемыми в зависимости от полных упругих деформаций пород, накопленными к этому моменту нагружения.

Если метод решения задач в постановке В.И. Родина может быть назван методом начальных напряжений, то метод упругого восстановления – методом начальных упругих деформаций. Для упругих массивов оба метода эквивалентны.

Метод позволяет моделировать проявления горного давления и решать задачи взаимодействия крепи выработок с окружающим массивом пород с любыми свойствами и начальным напряженно-деформированным состоянием, а также с меняющимися границами выработок и отработанного пространства.

5.3. МЕТОД ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ ПРИ РЕШЕНИИ ЗАДАЧ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

Метод переменной жесткости нашел наибольшее распространение для решения нелинейных упругопластических задач [66] в связи с его очевидностью. Суть метода заключается в том, что при итерационных расчетах связь между деформациями и напряжениями определяется линейными соотношениями, задаваемыми в соответствии с законом нелинейного деформирования. При численных расчетах на каждом шаге модуль упругости элементов принимается равным секущему модулю в соответствии с диаграммой нагрузления материала.

При моделировании проявлений горного давления в предварительно нагруженном массиве горных пород в соответствии с методом упругого восстановления расчет выполняется с учетом действия дополнительных разгружающих сил. К контуру выработок прикладываются ранее действовавшие напряжения, а к границам областей с нелинейными деформациями – силы упругого восстановления, обусловленные изменением жесткости материала (5.5). Решение задач для нелинейно деформирующегося массива пород на действие сил,

приложенных к внешней границе области (“на бесконечности”), не корректно.

В весомом массиве величины начальных деформаций меняются с глубиной, поэтому в вертикальном сечении суммарный вектор сил на любом замкнутом контуре не нулевой. Снимаемые усилия на границах области с измененной жесткостью приведут к изменению действовавшего ранее суммарного вектора сил. Так, снимаемые силы, задаваемые по контуру выработки, создают вектор сил, равный весу вынутой из выработки породы. Для сохранения равновесия в области с измененной жесткостью необходимо задать массовые силы в направлении действия сил тяжести, величина которых зависит от степени изменения жесткости. Пусть m – номер координаты, направление которой совпадает с направлением сил тяжести, тогда величина массовых сил

$$q = (a_{mmkl} - b_{mmkl}) \frac{\partial}{\partial x_{mm}} e_{kl}^g, \quad (5.12)$$

где e_{kl}^g – компоненты тензора части начальных деформаций массива, возникших за счет сил гравитации (по индексам k и l производится суммирование).

Если начальное поле деформаций и напряжений обусловлено только весом пород, то $e_{kl}^g = e_{kl}^0$. В тех случаях, когда величина объемного веса пород от поверхности до рассматриваемого участка, расположенного на глубине h , принимается постоянной, вместо (5.12) можно записать

$$q = \frac{1}{h} (a_{mmkl} - b_{mmkl}) e_{kl}^g.$$

Приведенные соотношения для массовых сил учитывают повышение роли веса пород при снижении их связности по мере их пластического деформирования и разрушения в общей системе нагружения массива. В случае высыпания материала из зоны разрушения, как и при образовании выработки, добавлять массовые силы в пределах контура обрушения (выработки) не требуется.

Метод переменной жесткости, как его обычно используют, имеет тот существенный недостаток, что не позволяет непосредственно учитывать несжимаемость или разрыхление материала при разрушении в условиях сдвига при сжатии, поскольку коэффициент Пуассона ограничен условием $\nu < 0,5$. Этот недостаток может быть устранен путем использования приема метода начальных деформаций.

Пусть объемная деформация разрыхления описывается зависимостью от напряжений и от параметра p , определяющего состояние нарушенности или меру пластических деформаций пород: $\theta = \theta(\sigma_{ij}, p)$. При расширении пород элемента массива они воздействуют на окружающую часть массива, что может быть учтено заданием соответствующих сил. Для этого при расчетах к узлам нелинейно деформированного элемента с разрыхлением прикладываются дополнительные силы, определяемые не только начальными деформациями пород (5.5), но и дополнительными деформациями разрыхления:

$$\{F\} = \int [B]^T \left\{ ([D_a] - [D_b])\{\epsilon^0\} + [D_b]\{\epsilon^p\} \right\} dV, \quad (5.13)$$

где $\{\epsilon^p\}$ – столбец деформаций разрыхления ($\epsilon^p < 0$).

При этом напряжения в нелинейно деформированных элементах также определяются с учетом деформаций разрыхления:

$$\sigma_{ij} = b_{ijkl}\epsilon_{kl}^0 + b_{ijkl}(\epsilon'_{kl} - \epsilon^p \delta_{kl}), \quad (5.14)$$

где b_{ijkl} – измененные коэффициенты жесткости (при одноосном сжатии – секущие модули); ϵ_{kl}^0 – упругие деформации массива, накопленные до образования исследуемого объекта; ϵ'_{kl} – деформации, вызванные влиянием выработок.

5.4. ЗАДАЧА РАСЧЕТА ОБРУШЕНИЯ КРОВЛИ ГОРНОЙ ВЫРАБОТКИ

Метод упругого восстановления проиллюстрируем на примере решения задачи обрушения кровли в трещиноватом массиве. В квазиоднородном массиве пород на глубине 350 м отрабатывается горизонтально залегающий пласт полезного ископаемого мощностью 3 м. Массив пород обладает двумя системами трещин (плоских нарушений): горизонтальной и вертикальной. Простижение трещин совпадает с направлением забоя. Начальное напряженное состояние массива соответствует спокойному залеганию пород^{*}: $\sigma_y = \gamma h$; $\sigma_x = \lambda \gamma h$, $\gamma = 3 \text{ т/м}^3$, $\lambda = 0,6$ (здесь h – глубина).

Деформирование трещиноватой среды отличается от деформирования сплошной, прежде всего, пониженной сдвиговой жесткостью среды. Этот параметр наряду с модулем упругости меняется в процессе деформирования и разрушения; разрушение происходит, главным образом, по плоскостям существующих трещин. Для рассматриваемого случая плоской деформации массива пород с двумя системами трещин связь между напряжениями и деформациями представляется в матричной форме, позволяющей учесть деформационную анизотропию:

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\}, \quad (5.15)$$

где $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}^T$ и $\{\epsilon\} = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\}^T$ – столбцы компонентов напряжений и деформаций;

$$[D] = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu)k_x & \nu k_y & 0 \\ \nu k_x & (1-\nu)k_y & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} k_g \end{bmatrix};$$

E и ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона; k_x и k_y – коэффициенты продольной жесткости; k_g – коэффициент сдвиговой жесткости. Для изотропной упругой среды $k_x = k_y = k_g = 1$.

* По аналогии с принятым в механике грунтов правилом знаков, здесь и далее напряжения сжатия имеют положительные значения.

Коэффициенты продольной жесткости учитывают снижение модуля упругости по горизонтальной и вертикальной осям при разрушении в результате разрыва по трещинам в перпендикулярном направлении. Коэффициент сдвиговой жесткости учитывает снижающее влияние горизонтальной и вертикальной систем трещин на сопротивление сдвигу ($k_s \leq 1$).

Для оценки прочности пород в плоскости трещин воспользуемся критерием Кулона – Мора, согласно которому разрушение в плоскости трещины произойдет при нарушении условия по сдвигу в плоскости трещины или по растяжению в направлении ее нормали:

$$\tau_n = K_i + \sigma_n \operatorname{tg} \rho_i; \quad \sigma_n = \sigma_p, \quad (5.16)$$

где σ_n и τ_n – нормальные и касательные напряжения в плоскости трещины; K_i и ρ_i – сцепление и угол трения по i -й системе трещин; σ_p – прочность на разрыв поперек трещин; $i = 1, 2$ – индексы, соответствующие горизонтальной и вертикальной системам трещин.

Для описания деформационных и прочностных свойств используем табличный способ задания функций, модуля упругости, сдвиговой жесткости, сцепления и угла трения по системам трещин (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Функции деформационных и прочностных параметров среды

Возможное состояние	Параметр							
	v	k_x	k_y	k_s	K_1 , МПа	ρ_1	K_2 , МПа	ρ_2
До проходки выработки	0,35	1,0	1,0	0,5	2,0	30°	5,0	35°
$ \tau_n \geq K_1 + \sigma_p \operatorname{tg} \rho_1; \sigma_p > 0$	0,35	1,0	1,0	0,1	1,0	25	5,0	35
$ \tau_n \geq K_2 + \sigma_p \operatorname{tg} \rho_2; \sigma_p > 0$	0,35	1,0	1,0	0,1	2,0	20	2,0	18
$ \tau_n \geq K_2 + \sigma_p \operatorname{tg} \rho_2; \sigma_p > 0;$ $ \tau_n \geq K_1 + \sigma_p \operatorname{tg} \rho_1; \sigma_p > 0$	0,45	1,0	1,0	0,02	0,5	25	1,0	28
$\sigma_x < \sigma_p$	0,35	0,1	1,0	0,01	2,0	30	0	28
$\sigma_y < \sigma_p$	0,35	1,0	0,1	0,01	0	25	5,0	35
$\sigma_n^{(1)} < \sigma_p; \sigma_n^{(2)} < \sigma_p$	0,45	0,1	0,1	–	–	–	–	–

Заданные в начальном состоянии деформационные и прочностные свойства среды меняются при достижении напряжениями величин, при которых происходит полное или частичное разрушение. Задача решается методом конечных элементов с использованием процедуры последовательного приближения. На первом шаге решается задача для массива пород с начальными свойствами (табл. 5.1, строка 1). На следующих шагах корректируются деформационные и прочностные свойства тех элементов массива, где в соответствии с рассчитанными на предыдущем шаге напряжениями условия прочности на сдвиг или разрыв нарушаются. Если в элементе среды напряжения по нормали к трещинам сжимающие ($\sigma_n > 0$), но условия прочности на сдвиг не выполняются, то меняются коэффициенты сдвиговой жесткости среды. Если условие прочности на разрыв не удовлетворяется, то меняются модуль продольной упругости и коэффициент сдвиговой жесткости. В тех случаях, когда условие прочности на разрыв нарушается в двух направлениях, модуль упругости уменьшается по обоим направлениям. Кроме того, учитывается, что при нарушении условия прочности на разрыв или сдвиг меняются (уменьшаются) углы трения по соответствующей системе трещин.

На нижней границе рассматриваемой части массива заданы условия нулевых вертикальных перемещений, по осевой вертикальной линии, проходящей через середину выработки, – условие отсутствия горизонтальных перемещений.

На первом шаге расчета снимаемые силы задаются только по контуру выработки, а к полученным в результате расчета напряжениям добавляются начальные напряжения (постановка И. В. Родина). Полагая, что для массива справедливо соотношение (5.13), имеем

$$\{\sigma^0\} = [D^0]\{\epsilon^0\}, \quad (5.17)$$

где матрица жесткости $[D^0]$ определяется в соответствии с первой строкой табл. 5.1.

Дальнейший путь решения задачи соответствует методу упругого восстановления. В качестве определяющей характеристики состояния массива при этом принимается не начальное напряженное, как в задаче Родина, а начальное деформированное состояние.

На втором и последующих шагах, кроме сил, первоначально заданных по контуру выработки, к узлам элементов, в которых модуль упругости материала изменился, прикладываются дополнительные силы упругого восстановления, определяемые напряжениями

$$\{\Delta\sigma\} = ([D'] - [D'^{-1}])\{\varepsilon^0\},$$

где матрица $[D']$ задается в соответствии с табл. 5.1.

К полученным в результате решения на i -м шаге величинам напряжений добавляются начальные напряжения, как в методе Родина, а напряжения

$$\{\sigma\} = [D']\{\varepsilon^0\},$$

расчитанные, исходя из накопленных до образования выработки деформаций с учетом изменения упругой жесткости.

Процедура пошагового расчета продолжается до тех пор, пока хотя бы в одном элементе не возникает ситуация, при которой условие прочности по горизонтальной или по вертикальной системе трещин нарушается.

На рис. 5.4 приведены результаты моделирования разрушения пород в окрестности выработки шириной 40 м. Как показали расчеты, разрушение пород происходит не только в кровле, но и в почве выработки. При численных расчетах моделируется процесс последовательного развития разрушений, а трещины в почве выработок, возникшие на некотором этапе, на следующих этапах могут закрываться, что и происходит не только в почве очистной выработки, но и в некоторых частях налегающего массива пород.

При моделировании учитывалось то обстоятельство, что обрушенные породы могут создавать подпор, при котором обрушение выше расположенных пород становится невозможным. В зоне разрушения пород к узлам элементов прикладываются силы собственного веса пород, обеспечивающие условия равновесия (см. раздел 5.3).

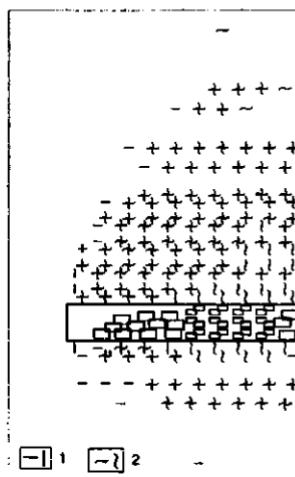


Рис. 5.4. Расчетные зоны разрушения пород в окрестности выработки

1 и 2 – трещины сдвига и разрыва соответственно

5.5. ЗАДАЧА ПРОГИБА КРОВЛИ ОЧИСТНОЙ ВЫРАБОТКИ В ТРЕЩИНОВАТОМ МАССИВЕ

Отработку залежей руд часто ведут с закладкой выработанного пространства. В зависимости от деформационных, прочностных свойств пород и закладочного материала часть веса налагающей толщи пород воспринимается закладочным массивом, а другая часть – породами в зоне опорного давления. Для рационального решения инженерных задач, связанных с управлением горным давлением, необходимо знание характера деформирования кровли и почвы выработки, возможных областей разрушений пород, размеров зон опорного давления и интенсивности напряжений в этих зонах. Математическое моделирование дает способ оценочных решений этих задач.

Рассмотрим НДС массива трещиноватых пород вокруг очистной выработки в слое руды мощностью 10 м на глубине 900 м. Ширина отработанного участка 300 м. Длина выработки в несколько раз больше ширины, что позволяет рассматривать процессы в плоском сечении (условия плоской деформации). Массив пород имеет две системы наклонных трещин с падением 70° и 45° , кроме того, имеется система горизонтальных плоскостей ослабления – расслоенность (табл. 5.2). Решение задачи выполним для двух случаев:

- 1) руда значительно податливее вмещающих пород (руда I);
- 2) руда более жесткая по сравнению с вмещающими породами (руда II).

Таблица 5.2

Основные параметры деформационных и прочностных свойств пород

Породы	E , МПа	σ_c , МПа	ρ	c_m	Относительный модуль спада
Вмещающие	20000	30	30°	0,7	100
Руда I	2000	20	35	0,6	10
Руда II	30000	50	35	0,7	200

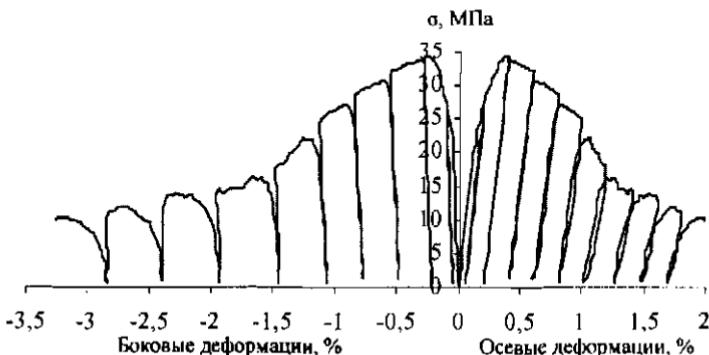


Рис. 5.5 Расчетные диаграммы нагружения образца вмещающих пород

Диаграммы нагружения образцов пород и руды, полученные в результате численного моделирования в соответствии с положениями разделов 3 и 4, приведены на рис. 5.5 и 5.6. Моделирование выполнено с учетом данных табл. 5.2 при условии равенства модулей спада при сжатии (сдвиге) и растяжении. Кроме того, учтены мгновенно-пластические деформации (для вмещающих пород и руды k_p равен 2,0 и 0,5 соответственно); коэффициент пластического разрыхления руды и пород $k_v = 0,6$.

Деформационные и прочностные свойства массива зависят в значительной степени от свойств систем трещин и слоистости (табл. 5.3). Каждая из систем трещин характеризуется параметрами прочности, которые учитывают свойства контактов (гладкие или шероховатые) и наличие в трещинах слабопрочных и пластичных пород.

Таблица 5.3

Прочностные характеристики систем трещин вмещающего массива и рудного тела

Номер системы трещин	Угол про-стирания α	Угол падения β	Вмещающий массив		Рудное тело	
			P_t	Φ_s	P_t	Φ_s
1	90°	0°	0,1	20°	0,2	35°
2	90	70	0,2	30	0,3	35
3	270	45	0,3	25	0,4	35

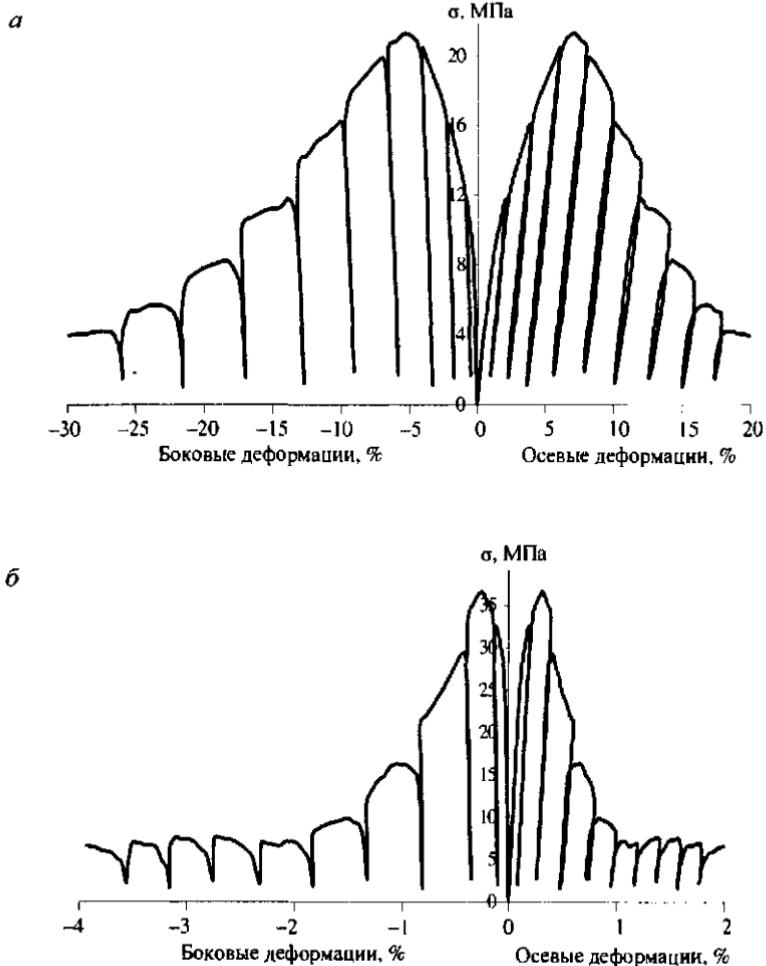


Рис.5.6. Расчетные диаграммы образцов пластичной (а) и хрупкой (б) руды

Модуль упругости закладки принят по условию ограничения конвергенции кровли и почвы выработки и составляет 50 МПа. Принято также, что снижение сдвиговой жесткости происходит по всем направлениям, т.е. решается задача для квазидискретной среды (см. раздел 1.5). Сдвиговая жесткость при разрушении снижается, что

учитывается коэффициентом структурной ослабленности, вычисляемого как функция от меняющихся параметров прочности p_i по всем системам ослаблений,

$$k_c = \frac{1}{(1 + \frac{(m_c - 1)}{n} \sum_{i=1}^n p_i) / m_c},$$

где m_c – величина ослабления сдвиговой жесткости при полном разрушении, $m_c = 200$.

Кроме ограничения нормальных перемещений на удаленных границах, на контуре выработанного пространства задаются снимаемые напряжения, равные действовавшим в массиве до начала отработки. Принято начальное напряженное состояние $\sigma_z^{(0)} = \gamma z$; $\sigma_x^{(0)} = \lambda \gamma z$, где $\lambda = 0,7$, z – вертикальная координата, отсчитываемая от земной поверхности.

Три системы плоских нарушений образуют квазиблочную структуру с прерывными связями. Разрушение такого массива пород происходит при нарушении связей между блоками, которые наступают в результате сдвига, либо отрыва (см. раздел 3.1), т.е. при выполнении одного из следующих условий:

$$\tau_n \geq \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_s + K_s; \quad (5.18)$$

$$\sigma_n \leq \sigma_{pt}, \quad (5.19)$$

где τ_n и σ_n – касательные и нормальные напряжения в плоскости систем нарушений; K_s и φ_s – параметры сопротивления сдвигу (сцепление и угол трения); σ_{pt} – прочность на растяжение по нормали к плоскости слоистости или трещин.

При выполнении условий (5.18) или (5.19) происходит разрушение по плоскостям нарушений, что вызывает уменьшение величин сцепления и прочности на разрыв по этим поверхностям. Разрушение сопровождается увеличением объема, что учитывается заданием деформаций растяжения по нормали к плоскости трещин.

Моделирование напряженно-деформированного состояния пород выполняется методом фиктивных узловых сил. Задача решается последовательным расчетом с учетом изменения свойств разрушающихся пород. В соответствии с методом решения к узлам разрушающихся элементов прикладываются фиктивные силы, которые рассчитываются в зависимости от нелинейных деформаций и силы упругого восстановления с учетом измененных деформационных свойств. При решении задачи инкрементальным способом столбец приращений узловых сил для разрушающегося элемента на i -м шаге рассчитывается с учетом (5.9) следующим образом:

$$\{\Delta F^{(i)}\} = \int [B]^T \left(\left([D^{(i-1)}] - [D^{(i)}] \right) \{\varepsilon^0 + \varepsilon_i^p\} + [D^{(i)}] \{\Delta \varepsilon_i^p\} \right) dv, \quad (5.20)$$

где $\{\Delta F^{(i)}\}$ – столбец дополнительных узловых сил; $[B]^T$ – транспонированная матрица связи узловых перемещений и деформаций элемента; $[D^{(i-1)}$ и $[D^{(i)}$ – матрицы жесткости элемента на $i-1$ -м и i -м шагах расчета; $\{\varepsilon_i^p\}$ и $\{\Delta \varepsilon_i^p\}$ – столбцы нелинейных (пластических и разрушающих) деформаций и их приращений на i -м шаге.

Подынтегральное выражение в (5.20) состоит из двух слагаемых, первое из которых учитывает влияние упругого восстановления, а второе приращение нелинейных частей, в том числе разрушающих, деформаций.

В результате расчетов получены картины распределения перемещений, напряжений и ослабления пород по трещинам. Картинам распределения перемещений и ослаблений вмещающих пород в вариантах расчетов с податливой и жесткой рудой различаются несущественно. Расчеты показали, что распределение перемещений вокруг выработки (рис.5.7) практически симметрично относительно вертикальной плоскости, проходящей через середину очистной выработки.

В каждой точке массива прочность породы определяется прочностными характеристиками систем нарушений (трещин и расслоенности). В результате проходки выработки прочность по соответствующим направлениям может уменьшаться, что учитывается меняющимися величинами относительной прочности (относительно ненарушенного материала). Для характеристики изменения прочности

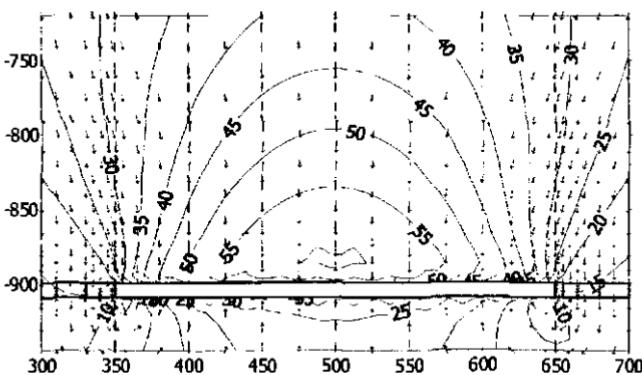


Рис.5.7. Перемещения пород массива вокруг очистной выработки, см (по вертикальной оси – отметка от земной поверхности, м; по горизонтальной оси – расстояние от левой границы рассматриваемой области, м)

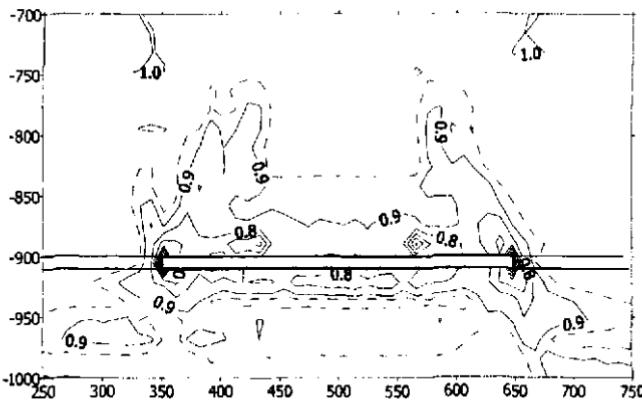


Рис.5.8. Степень ослабления пород в трещиноватом массиве вокруг очистной выработки

сти под влиянием выработки вводится характеристика изменения интегральной остаточной прочности как произведение отношений остаточной относительной прочности по всем системам трещин к их значениям в начальном состоянии:

$$P = \prod_1^n p_i / p_i^0 . \quad (5.21)$$

В распределении зон ослаблений пород (рис.5.8) в связи с наличием несимметричных систем нарушений наблюдается некоторая асимметрия. Наклон наметившихся зон разрушения пород кровли у левой границы выработки близок к 70° , а у правой границы к 45° .

Поскольку породы кровли ложатся на закладочный массив, то в рассматриваемых условиях прогиб происходит без образования свода обрушения, о чем свидетельствует тот факт, что зоны разрушения пород не смыкаются в кровле выработки. Наблюдается лишь некоторая тенденция к такому смыканию.

Расчеты показали, что распределение напряжений в рудном теле (рис.5.9) существенно отличается от широко распространенных представлений о наличии протяженной зоны опорного давления (см., например, [48]). Как в податливой руде (модуль упругости в 10 раз меньше, чем во вмещающих породах), так и в жесткой (модуль упругости больше в 2 раза) рост напряжений σ_y , нормальных к слою руды в его средней части, распространяется всего на несколько метров, не превышая мощности слоя. Следует отметить тот факт, что нормальные

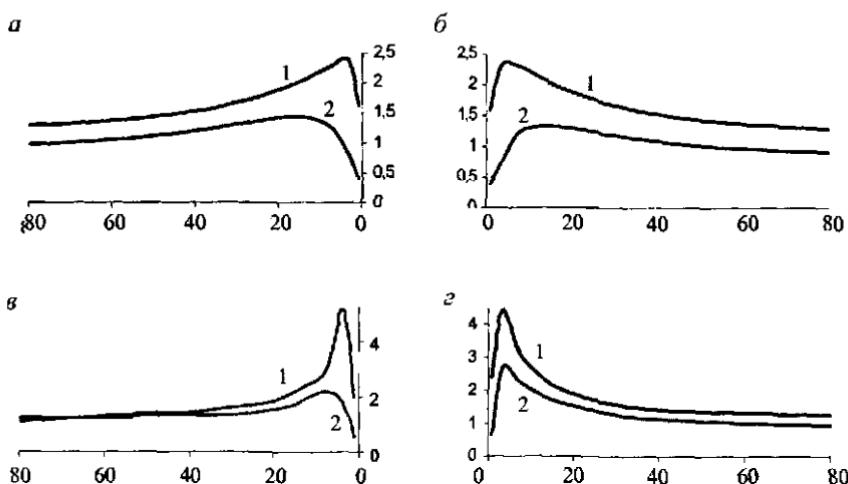


Рис.5.9. Напряжения в зонах опорного давления в податливом (*а* и *б*) и жестком (*в* и *г*) рудном слое в зависимости от расстояния до границы выработки, м

1 – $\sigma_y/(\rho h)$; 2 – $\sigma_z/(\rho h)$

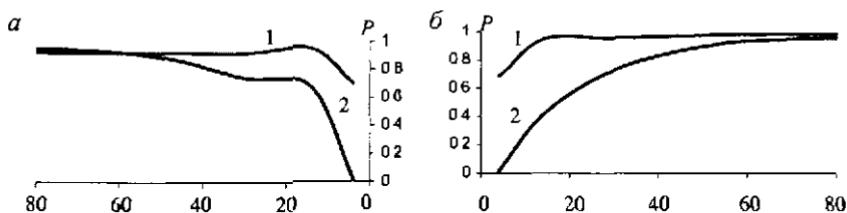


Рис 5.10 Зависимость степени снижения прочности в податливом (1) и в жестком (2) рудном слое от расстояния до границ очистной выработки, м

напряжения σ_x вдоль слоя руды с удалением от границы выработки быстро растут и достигают максимальной величины $(1,3 \div 1,6)\gamma h$, что примерно равно $2\lambda\gamma h$ – в случае податливого рудного слоя, и $(2 \div 2,5)\gamma h$ – при жесткой руде на расстоянии от границы выработки, не превышающем мощности отрабатываемого слоя руды.

Здесь мы не будем подробно исследовать проблему опорного давления. Отметим лишь, что противоречие полученного результата с существующими представлениями кроется, на наш взгляд, в том, что в известных решениях либо принимают закон монотонного возрастания нормального напряжения от нуля на границе выработки до $\lambda\gamma h$, либо задают специальные (в общем случае, умозрительные) условия распределения касательных напряжений на контакте слоя руды с вмещающими породами. В нашем решении условия на контакте руды с породами соответствует условиям полного сцепления, а возможность нарушения этих контактов заложена в методе решения, как результат разрушения по контактам горизонтальных ослаблений в элементах, примыкающих к ним. Разрушение пород в рудном слое существенно зависит от соотношения жесткостей рудного слоя и вмещающих пород (рис.5.10). Зависимость остаточной прочности от расстояния до границ очистной выработки оказывают влияние на характер опорного давления. Левые и правые части рис.5.9 и 5.10 соответствуют участкам рудного слоя, примыкающим к левой и правой границам очистной выработки. Наблюдаемая асимметрия картин распределения напряжения и разрушения возникает из-за асимметрии систем трещин.

Рассмотренный случай относится к условию отработки по направлению, перпендикулярно плоскости чертежа. Для анализа про-

цессов, протекающих при последовательном расширении выработки, требуется решение, учитывающее факт технологической последовательности образования выработки и последующей закладки.

5.6. РАЗРУШЕНИЕ ПОРОД ВОКРУГ ПРОТЯЖЕННОЙ ВЫРАБОТКИ

Для оценки условий поддержания выработок часто используют решения задач для упругих массивов [9]. Примером такого анализа служат оценка условий устойчивости подготовительных выработок, выполненная в разделе 2.7. При упругом анализе решающими факторами считаются напряжения вокруг выработок и критерий прочности. Свойства пород разрушаются хрупко или пластично, как и деформационные свойства, которые в лабораторных экспериментах наблюдаются на диаграмме нагружения образцов (площадка текучести, ниспадающий участок и "остаточная прочность"), при этом не учитываются.

Более детальный анализ влияния направленных систем трещин и связанных с ними деформационных и прочностных свойств пород может быть получен путем численного моделирования. На характер разрушения пород влияют не только ориентация трещин и параметры прочности (сцепление, угол трения), но и характеристики, определяющие поведение разрушающегося материала (упругость, вязкость, пластичность, разрыхление). Численное моделирование позволяет исследовать процессы разрушения в глубине массива с такой полнотой, какой невозможно достичь в натурных и в лабораторных экспериментах.

При нелинейном деформировании и разрушении пород, что более всего связано с существующими трещинами, сказывается не только прочностная, но и деформационная анизотропия.

Рассмотрим случай протяженной выработки, пройденной в трещиноватом массиве пород на глубине 1000 м. Выработка шириной 5 м и высотой 3,5 м имеет сводчатую форму поперечного сечения. Деформационные и прочностные свойства породы следующие: $E = 2 \cdot 10^4$ МПа, $\nu = 0,35$, $\sigma_c = 100$ МПа, $c_{\text{дл}} = 0,7$, коэффициент пластического разрыхления $k_v = 0,7$, коэффициент пластичности $k_p = 1,0$, модули спада при разрыве и сдвиге $M = 200$.

Три основных системы трещин определяют блочную структуру массива пород:

Номер системы трещин	I	II	III
Азимут простирания, отсчитываемый от плоскости поперечного сечения	145°	225°	330°
Угол падения	55°	75°	70°

Трещины характеризуются коэффициентом ослабления (начальной относительной прочностью) $p = 0,2$ и углом трения 35°.

Поскольку трещины по направлениям распределяются неравномерно, а разрушение в некоторых случаях может происходить по направлениям, не совпадающим с основными трещинами, то вводятся две дополнительных системы трещин с простиранием, совпадающим с направлением выработки, и углами падения 2° и 88° и имеющими с учетом хаотической трещиноватости относительную прочность $p = 0,8$ (рис.5.11). На диаграмме трещиноватости показаны направления простирания трещин относительно плоскости поперечного сечения выработки и углы падения.

Условия начального напряженного состояния массива пород определяются его собственным весом: главные напряжения (вертикальные и горизонтальные) $\sigma_h = \gamma h$ и $\sigma_g = \lambda \gamma h$ при $\gamma = 3 \text{ тс}/\text{м}^3$, $\lambda = 0,8$. Расчет выполнен методом конечных элементов с применением процедуры фиктивных узловых сил с учетом упругого восстановления (5.20).

Интенсивность разрушения оценивается с помощью параметра общей нарушенности (5.21). Установлено, что наиболее вероятны разрушения пород в боках выработки (заштрихованные области на рис.5.12, где степень ослабления меньше 0,1), причем в правом боку глубина разрушения примерно в 1,5 раза больше, чем в левом. Несимметричный характер разруше-

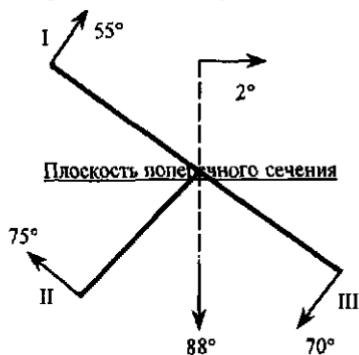


Рис.5.11. Диаграмма основных и дополнительных трещин

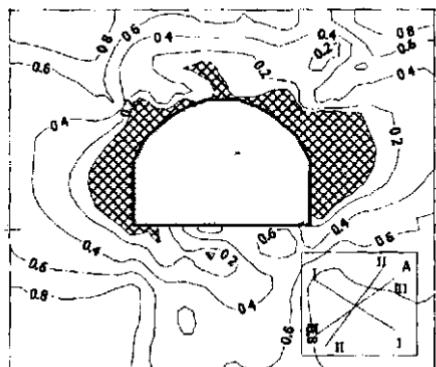


Рис 5.12 Изолинии параметра снижения прочности пород в трещиноватом массиве вокруг выработки (A – схема следов основных систем трещин в плоскости поперечного сечения выработки)

ния и неравнозначность условий в левом и правом боках выработки связан с основными системами трещин, направления следов которых в плоскости поперечного сечения выработки указаны на рис.5.12.

Поскольку связи между деформациями и напряжениями в разрушающемся трещиноватом массиве пород не линейны, то процессы деформирования и разрушения зависят от пути достижения конечного состояния.

Рассмотрим подробнее случай проходки выработки в зоне влияния очистных работ.

При отработке участка пластообразного тела полезного ископаемого под ним возникает так называемая зона “разгрузки” (защитная зона [48]). Возможны две ситуации:

1) горная выработка проведена прежде, чем над ней отработали участок полезного ископаемого, и она оказалась в зоне “разгрузки”;

2) она пройдена после отработки полезного ископаемого “под защитой” ранее отработанного участка.

В этих ситуациях начальное напряженно-деформированное состояние массива пород в месте расположения выработки различно. Это обстоятельство учитывается постановкой соответствующих задач при математическом моделировании. Для примера примем, что в той части массива, где располагается или будет пройдена подготовительная выработка, в результате разгружающего действия очистной выработки величина вертикальных напряжений снизится до $0,6\text{у}h$.

При решении задачи о разрушении пород вокруг выработки в первом случае следует учитывать, что начальное напряженное состояние и соответствующие ему начальные упругие деформации определяются равенствами $\sigma_h^0 = \gamma h$; $\sigma_g^0 = \lambda \gamma h$. При задании граничных условий к поверхности обнажения выработки прикладываются сни-

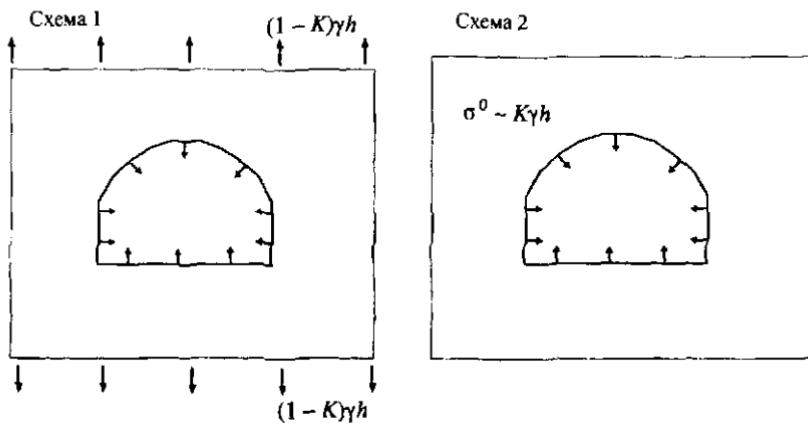


Рис.5.13. Схемы нагружения области с выработкой в различных условиях

маемые силы, связанные с этими напряжениями (рис.5.13, схема 1), а к внешней границе области, кроме того, прикладываются разгружающие силы. В общем случае начальные напряжения и снимаемые усилия по контуру обнажения выработки могут отличаться от $\gamma h - \lambda \gamma h$.

Во втором случае, когда выработка пройдена в защищенной зоне, начальные напряжения и упругие деформации рассчитываются с учетом защитного действия очистной выработки: $\sigma_h = K_h \gamma h$; $\sigma_g = K_g \lambda \gamma h$, где K_h и K_g – коэффициенты разгрузки по вертикальному и горизонтальному направлениям. При задании граничных условий к поверхности обнажения выработки прикладываются снимаемые силы (рис.5.13, схема 2). В этом случае границы области остаются свободными от нагрузок. Схемы нагружения (рис.5.13) относятся только к первому шагу расчета. На следующих шагах значимыми остаются величины начальных упругих деформаций, соответствующих начальным напряжениям. По ходу итерационных расчетов к нелинейно деформирующимся элементам прикладываются силы упругого восстановления.

Численное моделирование показало, что в обоих случаях разрушение ожидается в кровле и боках выработки. Зоны разрушения пород в приконтурной части обнажения массива пород практически

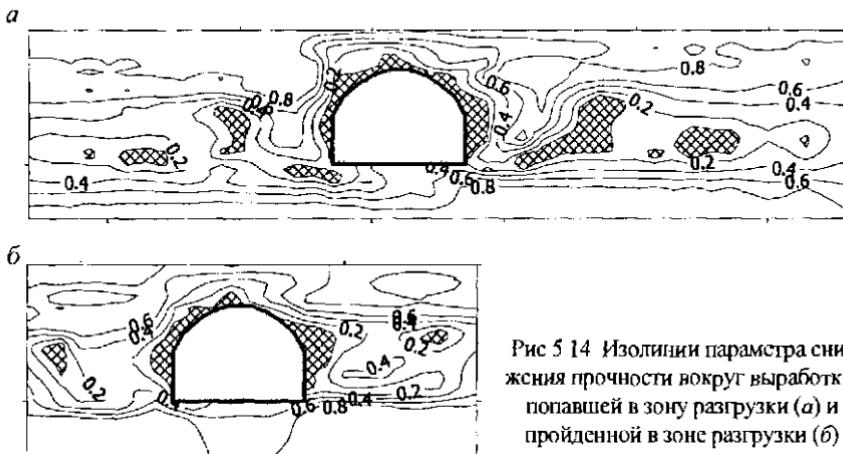


Рис 5.14 Изолинии параметра снижения прочности вокруг выработки, попавшей в зону разгрузки (а) и пройденной в зоне разгрузки (б)

одинаковы. Как в первом, так и во втором случае в боках выработки возникают прерывистые зоны разрушения пород, которые распространяются в массив в направлении боков выработки на разные расстояния (рис.5.14). В первом случае на расстояние, превышающее два размера ширины выработки, во втором – до 1,5 ширины выработки.

Если исходить из практической потребности поддержания выработок, то в рассмотренных примерах меры поддержания могут быть одинаковы. Полученные результаты показали некоторое различие процессов разрушения с удалением от контура обнажения выработки. В других случаях различия могут проявиться в большей мере, чем в рассмотренных примерах, и потому их необходимо исследовать.

На практике любое существующее состояние достигается в некоторой последовательности.

Порядок достижения конечного состояния может быть учтен соответствующей постановкой задач математического моделирования нелинейно деформирующегося и разрушающегося массива горных пород.

Реализация численного моделирования поведения трещиноватого массива пород вокруг выработок с учетом пути нагружения возможна лишь при использовании метода упругого восстановления, согласно которому важнейшим фактором, влияющим на поведение пород в массиве, является упругодеформированное состояние.

6. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ С УЧЕТОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ОБРАЗОВАНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

6.1. МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ РАСЧЕТА НДС МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД С УЧЕТОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ОБРАЗОВАНИЯ ВЫРАБОТОК

Так как проходка одиночных или группы горных выработок производится в некоторой последовательности, на состояние массива горных пород в окрестности вновь образуемой выработки воздействуют уже существующие ее части или другие выработки. При камерной разработке твердых полезных ископаемых с оставлением поддерживающих целиков или с закладкой выработанного пространства порядок и сроки отработки и закладки могут оказать существенное влияние на деформирование и разрушение пород вокруг выработок [34].

Прежде чем рассмотреть общие условия нелинейно деформирующегося массива пород, обратимся к случаю линейно деформирующейся упругой среды.

Пусть в однородном, идеально упругом массиве на одной глубине проходят две близко расположенные одинаковые выработки. Напряженно-деформированное состояние массива для таких идеальных условий, очевидно, не должно зависеть от порядка и сроков образования выработок. Поэтому решение такой задачи может быть выполнено в следующей постановке. Решается краевая задача для упругой области с двумя полостями, к поверхностям обнажений которых прикладываются одинаковые снимаемые напряжения. Полученное в результате решения поле перемещений и напряжений будет симметричным относительно среднего сечения, проходящего между выработками. Это обстоятельство позволяет использовать такое решение в качестве эталона.

Рассмотрим теперь условия последовательного образования двух выработок. Решение задачи расчета НДС в этом случае имеет два этапа. На первом этапе определяется результат влияния на НДС

образования первой выработки, а на втором – результат образования второй выработки с учетом влияния первой.

Воспроизведем построение математической постановки задачи расчета НДС массива пород в случае последовательного образования в нем двух выработок, приведенный в работе [34], и названной ее авторами применительно к очистным выработкам методом последовательных циклов.

Пусть в однородном сплошном идеально упругом массиве пород известно начальное напряженное состояние σ_{ij}^0 ($i, j = 1, 2, 3$), и пусть σ_{ij}^1 – новое напряженное состояние массива горных пород, которое формируется вследствие проведения выработки с поверхностью обнажения S , а $\tilde{\sigma}_{ij}$ – изменение исходного напряженного состояния массива, т.е.

$$\sigma_{ij}^1 = \sigma_{ij}^0 + \tilde{\sigma}_{ij}. \quad (6.1)$$

Образование выработки в массиве горных пород сопровождается перераспределением напряжений: на поверхности обнажения S напряжения стали нулевыми, т.е.

$$\sigma_{ij}^1 n_j|_S = 0, \quad (6.2)$$

где n_j – компоненты единичного вектора, нормального к поверхности S .

Из (6.1) и (6.2) следует, что на поверхности S имеет место соотношение

$$\tilde{\sigma}_{ij} n_j|_S = -\sigma_{ij}^0 n_j|_S. \quad (6.3)$$

Поскольку область изменения поля напряжений при проведении выработки конечных размеров практически ограничена, то справедливо равенство

$$\tilde{\sigma}_{ij}|_\infty = 0. \quad (6.4)$$

Соотношения (6.3) и (6.4) являются граничными условиями и условием “на бесконечности” в задаче определения изменений ис-

ходного поля напряжений, т.е. дополнительных напряжений. НДС массива горных пород представляется соотношениями

$$\begin{aligned}\sigma_{ij}^I &= \sigma_{ij}^0 + \tilde{\sigma}_{ij}^1; \\ \epsilon_{ij}^I &= \tilde{\epsilon}_{ij}^1.\end{aligned}\quad (6.5)$$

Здесь учтено, что массив горных пород деформируется только от влияния проходки выработки.

Рассмотрим теперь напряженное состояние массива горных пород в результате проходки второй выработки с поверхностью обнажения S_2 . Обозначим: σ_{ij}^{II} – новое напряженное состояние массива горных пород; $\tilde{\sigma}_{ij}^2$ – соответствующее изменение предыдущего напряженного состояния σ_{ij}^I . Аналогично (6.1) можно записать

$$\sigma_{ij}^{II} = \sigma_{ij}^I + \tilde{\sigma}_{ij}^2. \quad (6.6)$$

Образование второй выработки означает такое перераспределение напряжений в массиве горных пород, при котором на поверхности обнажения S_2

$$\sigma_{ij}^{II} n_j|_{S_2} = 0. \quad (6.7)$$

Из соотношений (6.6) и (6.7) следует, что на поверхности S_2 имеет место

$$\tilde{\sigma}_{ij}^2 n_j|_{S_2} = -\sigma_{ij}^I n_j|_{S_2}, \quad (6.8)$$

а на поверхности обнажения первой выработки $\sigma_{ij}^{II} n_j|_S = 0$. Следовательно

$$\tilde{\sigma}_{ij}^2 n_j|_S = 0. \quad (6.9)$$

Аналогично (6.4) можно принять

$$\tilde{\sigma}_{ij}^2|_{\infty} = 0. \quad (6.10)$$

Соотношения (6.8)-(6.10) являются граничными условиями и условиями “на бесконечности” в задаче определения дополнительных напряжений второго расчетного цикла.

Напряженно-деформированное состояние массива горных пород после проведения второй выработки представляется следующими суммами напряжений и деформаций:

$$\begin{aligned}\sigma_{ij}^{\Pi} &= \sigma_{ij}^0 + \tilde{\sigma}_{ij}^1 + \tilde{\sigma}_{ij}^2; \\ \epsilon_{ij}^{\Pi} &= \epsilon_{ij}^1 + \epsilon_{ij}^2.\end{aligned}\quad (6.11)$$

Приведенная здесь постановка задачи НДС для упругого массива горных пород, ослабленного двумя последовательно созданными выработками, логически безупречна.

Вернемся к постановке эталонной задачи, согласно которой НДС упругого массива горных пород после проходки второй выработки может быть получено из решения задачи на действие снимаемых напряжений, приложенных к поверхностям обнажений обеих выработок. Поскольку постановки эталонной задачи и метода последовательных циклов одинаково логически обоснованы, то решения тем и другим способом для упругого массива приводят к одним результатам.

При решении задачи определения НДС массива горных пород после отработки второй выработки эталонным способом граничные условия задачи следующие:

$$\begin{aligned}\sigma_{ij}^2 n_j|_S &= -\sigma_{ij}^0 n_j|_S; \\ \sigma_{ij}^2 n_j|_{S_2} &= -\sigma_{ij}^0 n_j|_{S_2}.\end{aligned}\quad (6.12)$$

При этом НДС массива горных пород определяется соотношениями

$$\begin{aligned}\sigma_{ij}^{\Pi} &= \sigma_{ij}^0 + \sigma_{ij}^2; \\ \epsilon_{ij}^{\Pi} &= \epsilon_{ij}^2.\end{aligned}\quad (6.13)$$

Ясно, что алгоритм решения задачи в эталонной постановке проще, чем в методе последовательных циклов.

Для упругого массива горных пород, учет последовательности образования выработок в расчетах имеет лишь тот смысл, что позволяет проследить последовательность смены напряженных состояний за счет изменения геометрии отработанного пространства.

6.2. МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ РАСЧЕТА НДС С УЧЕТОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ОБРАЗОВАНИЯ ВЫРАБОТОК В НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЮЩЕМСЯ МАССИВЕ ПОРОД

В аналогичной задаче для массива нелинейно деформирующихся пород порядок вовлечения частей отработанного пространства для анализа НДС имеет принципиальное значение потому, что под воздействием выработок реальный массив пород в зоне влияния первой выработки деформируется нелинейно. При численных расчетах для нелинейно деформирующихся сред используются методы последовательного приближения, при этом на каждом шаге расчета решается задача как бы для линейно деформирующейся среды с измененными свойствами. Таким образом, в рамках математического моделирования образование второй выработки происходит как бы в линейно деформируемом массиве пород с измененными деформационными свойствами.

Пусть σ_{ij}^0 и ε_{ij}^0 – начальные напряжения и упругие деформации в массиве пород, причем

$$\sigma_{ij}^0 = a_{ijkl} \varepsilon_{kl}^0. \quad (6.14)$$

При решении задачи о напряженном состоянии массива пород вокруг первой выработки на первом шаге расчета к контуру выработки прикладываются снимаемые напряжения, рассчитываемые исходя из действующих напряжений в массиве (6.3).

Дальнейший ход решения задачи рассмотрим с позиции процедур, используемых при численной реализации метода конечных элементов в пошаговых расчетах. Задание граничных условий определяется способом учета нелинейных деформаций итерационным или инкрементальным путем с использованием методов переменной жесткости или фиктивных узловых сил.

Постановка задачи с использованием итерационной процедуры переменной жесткости. После проходки первой выработки вокруг нее, кроме упругих, появляются пластические, вязкие и разрушающие деформации. В рамках способа переменной жесткости связь между напряжениями и деформациями в элементах массива пород, в том числе и с нелинейными деформациями, представляется в виде

$$\sigma_{ij} = b_{ijkl} (\epsilon_{ij}^0 + \epsilon'_{ij}), \quad (6.15)$$

где ϵ'_{ij} – компоненты деформаций, полученных в результате образования выработки и зависящих от времени; b_{ijkl} – коэффициенты матрицы жесткости элементов, устанавливающие формальную связь (подобно секущим модулям) между деформациями и напряжениями (в упругодеформирующихся элементах $b_{ijkl} = a_{ijkl}$).

В результате итерационной процедуры подбираются такие матрицы жесткости всех нелинейно деформирующихся элементов, при которых удовлетворяются условия прочности (пластичности).

В соответствии с методом упругого восстановления к каждому нелинейно деформирующемуся элементу массива прикладываются силы упругого восстановления, которые определяются изменением их жесткости и начальными упругими деформациями пород:

$$\{F\} = \int [B]^T ([D_a] - [D_b]) (\epsilon^0) dV, \quad (6.16)$$

где $[D_a]$ и $[D_b]$ – матрицы жесткости элементов в начальном состоянии и в исследуемый момент времени соответственно.

Пусть вторая выработка образована по прошествии некоторого времени после создания первой. При численных расчетах выработка имитируется материалом с низким (на несколько порядков меньше, чем у пород) модулем упругости. На этом этапе расчета в соответствии с эталонным упругим решением к контурам (к поверхности обнажения) первой и второй выработок прикладываются напряжения (6.12). Кроме того, к узлам нелинейно деформированных элементов прикладываются силы упругого восстановления, рассчитанные для момента времени образования второй выработки. Такая постановка задачи НДС для массива нелинейно деформирующихся

пород соответствует схеме для идеально упругого массива в эталонной постановке.

Возможен другой способ задания граничных условий. Начиная с момента образования второй выработки, части массива пород в этой области придаются измененные свойства (с нулевой или очень низкой жесткостью). Тогда к узлам элементов, в соответствии с методом упругого восстановления, автоматически прикладываются силы (6.16) с учетом изменения жесткости в элементах внутри контура обнажения выработки. В этом случае граничные условия не меняются. Учет включения второй, третьей и т.д. выработок осуществляется заданием изменений свойств в соответствующих областях и последовательности. Проблема учета включения в работу выработок в определенной последовательности в этом случае автоматически решается при реализации метода упругого восстановления заданием соответствующих сил в узлах сетки конечных элементов с помощью управляющей программы.

Поскольку силы упругого восстановления на поверхностях обнажений выработок соответствуют начальным напряжениям в массиве, то и эта постановка задачи НДС для массива нелинейно деформирующихся пород соответствует схеме для идеально упругого массива в эталонной постановке.

Итерационная процедура поиска удовлетворительного по точности решения заключается в последовательности решений для линейно деформируемой области с измененными матрицами жесткости нелинейно деформирующихся элементов. При решении каждой следующей упругой задачи не только уточняются матрицы жесткости нелинейно деформирующихся элементов, но и производится расчет новых величин сил упругого восстановления, прикладываемые к их узлам.

Поскольку при разрушении горных пород их упругие свойства меняются, то некоторая часть изменения коэффициентов жесткости отражает реально существующие физические процессы. Поэтому прием изменения модулей в методе переменной жесткости является не только формальной процедурой, позволяющей решать нелинейные задачи.

Постановка задачи с использованием процедуры фиктивных сил. В методе фиктивных сил матрица жесткости материала не

меняется, а для учета нелинейных деформаций к каждому элементу прикладываются узловые силы

$$\{F\} = \int [B]^T [D_a] \{\epsilon^n\} dV, \quad (6.19)$$

где $\{\epsilon^n\}$ – столбец нелинейных пластических, вязких, разрушающих деформаций.

На всех этапах расчета к контурам первой и второй выработок (после момента их образования) прикладываются напряжения

$$\sigma_{ij}^I n_j^I|_S = -\sigma_{ij}^0 n_j^I; \quad \sigma_{ij}^{II} n_j^{II}|_{S_1} = -\sigma_{ij}^0 n_j^{II}. \quad (6.20)$$

Напряжения в элементах массива пород в этом случае

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^0 + a_{ijkl} (\epsilon'_{kl} - \epsilon^n_{kl}), \quad (6.21)$$

где ϵ'_{kl} и ϵ^n_{kl} – полные и неупругие составляющие деформаций, возникшие в результате образования выработок.

При решении задач в такой постановке на каждом шаге итерации уточняются величины составляющих нелинейных деформаций. С точки зрения граничных условий, приведенная постановка задачи методом фиктивных сил в точности соответствует задаче для линейно упругого массива пород в эталонной постановке: к контурам выработок прикладываются снимаемые силы, определяемые действовавшими в начальном состоянии напряжениями. Нелинейный характер деформирования учитывается дополнительными силами, приложенными к узлам элементов.

Поскольку при разрушении горных пород упругие свойства меняются, то для учета этих процессов процедура метода фиктивных сил может быть использована только в сочетании с методом упругого восстановления (см. раздел 5.2).

При использовании метода фиктивных сил с учетом изменения упругих характеристик узловые силы определяются в соответствии с (5.9):

$$\{F\} = \int [B]^T \left\{ ([D_a] - [D_b]) \{\epsilon^0\} + [D_b] \{\epsilon^n\} \right\} dV, \quad (6.22)$$

где $[D_a]$ и $[D_b]$ – матрицы жесткости элементов, учитывающие начальные и текущие, меняющиеся при пластическом деформировании и разрушении упругие свойства.

Расчет напряжений в элементах массива пород в этом случае производится по формуле

$$\sigma_{ij} = b_{ijkl}(\epsilon_0 + \epsilon'_{kl} - \epsilon''_{kl}), \quad (6.23)$$

где ϵ'_{kl} и ϵ''_{kl} – полные и неупругие составляющие деформаций, возникших в результате образования выработок; b_{ijkl} – коэффициенты жесткости, отражающие изменение упругих свойств при нелинейном деформировании и разрушении пород.

Границные условия, соответствующие моменту создания второй выработки, могут быть заданы в форме (6.20) или с помощью заданной в пределах поверхности обнажения нулевой или низкой упругой жесткости. В последнем случае внутри и по поверхности области выработок к узлам элементов прикладываются силы упругого восстановления (6.22) при $[D_b] = [0]$.

Изложенные подходы к расчету НДС массива горных пород могут быть использованы для случая последовательного образования любого количества выработок или для учета циклического расширения очистных выработок. Однако учет взаимодействия вмещающего массива с закладкой отработанного пространства или с крепью выработок приведенными способами сопряжен с большими трудностями.

6.3. УЧЕТ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ОТРАБОТКИ И ЗАКЛАДКИ ВЫРАБОТАННОГО ПРОСТРАНСТВА

Проходка очистных выработок с закладкой выработанного пространства осуществляется в определенной технологической последовательности. Закладочный массив или крепь выработки появляются как действующие объекты, взаимодействующие с исследуемым массивом пород, в заданные моменты времени. Использование рассмотренных в разделе 6.1. методов расчетов для такого рода задач

достаточно сложно, так как силовое взаимодействие закладочного массива или крепи с боковыми породами определяется только совместными перемещениями.

Поскольку взаимодействие боковых пород с закладочным массивом проявляется при совместном деформировании не сразу после проходки выработки, то наиболее рациональным способом, позволяющим учитывать такие процессы, может быть процедура приближения к искомому решению путем последовательных приращений (инкрементов) перемещений узлов и деформаций элементов. Процедура фиктивных узловых сил позволяет рассчитывать эти приращения, учитывая воздействие дополнительных факторов, вступающих в заданные моменты времени.

Задача решается с учетом последовательности расширения выработки и включения в работу закладочного массива поэтапно. Поэтапность расчетов обеспечивается управляющей программой.

На первом этапе решается задача для НДС и разрушения пород массива в результате выемки полезного ископаемого до некоторых размеров выработки без закладки. С момента времени начала работы закладочного массива дальнейшее расширение выработки происходит совместно с включением в работу закладочного массива. Участок взаимодействия закладочного массива с боковыми породами отстает от фронта расширения очистного пространства на заданное расстояние.

В расчете НДС массива на первом шаге нелинейность законов деформирования не учитывается. На следующих шагах выполняются расчеты приращений смещений от действия дополнительных узловых сил, определяемых нелинейными (пластическими, вязкими и разрушающими) деформациями.

Процесс расширения отработанного пространства (создание новой выработки) моделируется заданием "нулевых" деформационных свойств элементам внутри участка отработки. К узлам на поверхности обнажения, прикладываются силы, которые рассчитываются с учетом изменения упругих свойств пород и накопленных к этому моменту упругих, в том числе и начальных, деформаций:

$$\tilde{\sigma}_{ij} n_j|_S = -b_{ijkl} (\epsilon_{kl}^0 + \epsilon_{kl}^e) n_j|_S . \quad (6.24)$$

На шаге расчета, соответствующем началу включения в работу закладочного массива на некотором участке выработки, внутри этой области элементам придаются деформационные свойства закладочного материала.

На i -м шаге расчета при изменении упругих свойств материала столбец узловых сил рассчитывается с учетом упругого восстановления полных упругих деформаций как начальных, так и накопленных на предыдущих шагах нагружения:

$$\{\Delta F_i\} = \int [B_i]^T \left\{ [D_i] \{\Delta \epsilon_i^u\} + ([D_{i-1}] - [D_i]) (\epsilon^0 + \epsilon^e) \right\} dv. \quad (6.25)$$

На каждом шаге расчета от действия сил (6.25) определяются величины перемещений узлов, которые суммируются с полученными на предыдущих этапах. В пошаговом итерационном процессе величины компонентов деформаций и узловые силы уточняются, вплоть до значений, при которых условия прочности (пластичности) в каждом элементе удовлетворяются.

На ступени расчета, соответствующей времени, когда согласно технологии закладочных работ закладочный массив вступает во взаимодействие с вмещающим массивом, в пределах границ ранее отработанных участков элементам среды присваиваются деформационные свойства материала закладки.

Выемка полезного ископаемого с закладкой отработанного пространство образуют технологический цикл, который моделируется в процессе расчета как повторяющаяся процедура.

Для примера рассмотрим случай отработки рудного тела в массиве трещиноватых пород для условий, рассмотренных в разделе 5.5. (табл.5.2, 5.3, вариант жесткой руды). Выработка расширяется от левого края до полной ширины (300 м) за 60 циклов. Закладочный массив в каждом цикле вступает в работу только после отработки следующего участка длиной 5 м.

Расчеты показали, что в конце рассмотренного периода в отличие от варианта, рассмотренного в разделе 5.5, оседания пород кровли и подъем слоев почвы выработки происходит не симметрично относительно середины выработки (рис.6.1). Большие величины перемещений смешены в сторону начала отработки. Асимметрия вы-

звана не столько различными направлениями трещин в наклонных системах, одна из которых 70° , а вторая 45° (см. рис.5.7), сколько последовательностью расширения очистной выработки слева направо.

Картина распределения интенсивности разрушения также несимметрична (рис.6.2).

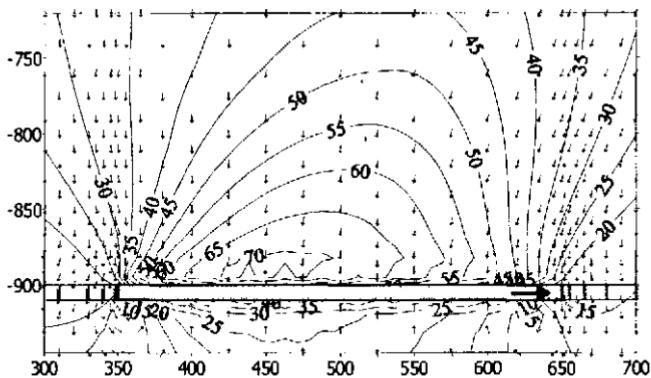


Рис.6.1. Перемещения пород массива вокруг очистной выработки при ее расширении до 300 м, см

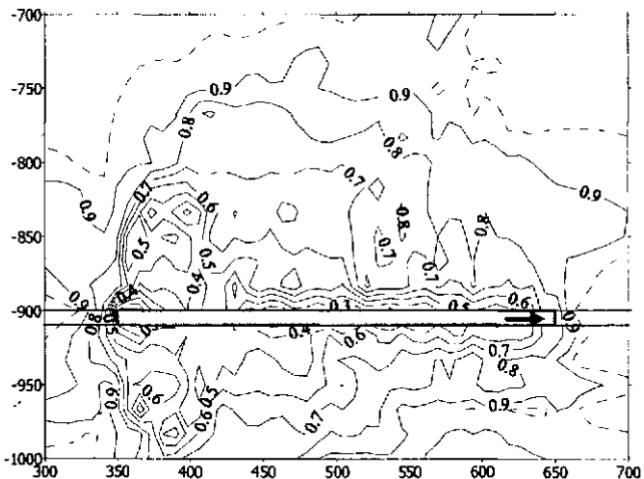


Рис.6.2 Распределение параметра ослабления пород в результате проходки очистной выработки

Интенсивность разрушения пород в кровле и почве выработки, полученная с учетом ее расширения заметно больше, чем при расчете "на конечное состояние" (см. рис.5.8). Распределение зон разрушения в левом и правом забоях выработки отличаются друг от друга. Интенсивность и высота зоны разрушения пород в кровле и почве выработки больше у границы выработки, от которой начинались очистные работы, чем в ее средней части и у забоя.

В рассмотренном примере в кровле и почве пласта впереди забоя зон разрушения пород практически не возникло.

Несмотря на то, что в зоне опорного давления у начала выработки разрушения достигли большей интенсивности, чем в зоне опорного давления у ее конца, у левой границы вертикальные напряжения существенно больше, чем у правой (рис.6.3). Этот результат можно объяснить большей интенсивностью разрушения пород в кровле и почве выработки у начала выработки, чем у ее конца (рис.6.4).



Рис.6.3. Напряжения в зонах опорного давления в окрестности начала (а) и конца (б) выработки (по горизонтали – расстояние от оси выработки, м)

1 – $\sigma_y/\gamma h$; 2 – $\sigma_z/\gamma h$

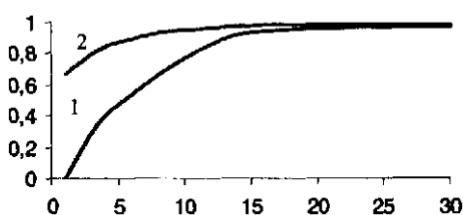


Рис.6.4. Зависимость параметра изменения прочности в среднем сечении рудного тела от расстояния до начала (1) и конца (2) выработки (по горизонтали – расстояние от оси выработки, м)

Приведенное решение иллюстрирует возможности применения метода упругого восстановления с привлечением инкрементальной процедуры для моделирования геомеханических процессов вокруг очистной выработки в трещиноватом массиве с учетом технологической последовательности ее расширения и закладочных работ. Приведенные способы математического моделирования геомеханических процессов с учетом технологической последовательности работ позволяют уточнить существующие представления и могут найти широкое применение при решении технологических проблем.

Для примера сравним варианты отработки горизонтально залегающего пластообразного рудного тела большой мощности горизонтальными слоями и вертикальными ходами (снизу вверх). Руда и вмещающие породы трещиноватые^{*}.

В рассматриваемый момент времени отработан протяженный прямоугольный в плане участок пласта; минимальный размер очистной выработки 80 м. Поскольку в перпендикулярном направлении размер выработки в несколько раз больше, то рассматривается плоское сечение. Добыча руды ведется с закладкой выработанного пространства.

При отработке вертикальными ходами технологический цикл выемка полезного ископаемого – закладка выработанного пространства следующий. Закладка выработанного пространства ведется с некоторым отставанием от очистных работ. При математическом моделировании высота полного хода (32 м) делится на восемь частей. Полный цикл составляет 8 м. Задача решается по шагам: на первом шаге для условий отработки одного хода на высоту 4 м (без закладки) элементам участка отработки придаются свойства с практически нулевой жесткостью; на следующем шаге считается, что высота отработанного участка увеличивается на 4 м, а ранее отработанный участок заполнен закладочным материалом. Закладочный массив моделируется линейно деформируемой средой, для чего упругим характеристикам соответствующих элементов присваиваются заданные значения.

^{*} Параметры прочности пород и характеристики трещин руды, налегающих и подстилающих пород различны. Они здесь не приводятся, поскольку исследуется только фактор технологической последовательности горно-добычных работ.

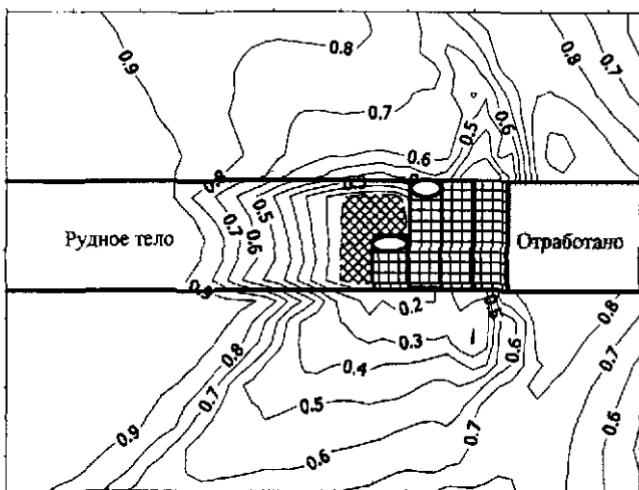


Рис.6.5. Изолинии параметра изменения прочности пород при отработке вертикальными ходами

После того, как будет отработано 16 м (половина высоты хода), начинается отработка следующего хода. С этого момента работы ведутся в двух смежных ходах одновременно. На рис.6.5 отражена ситуация, когда три вертикальных хода отработаны на полную высоту, а четвертый на половину высоты. В верхней части третьего и четвертого ходов отработанные участки не заложены.

Расчеты изменения прочности пород показали, что после отработки трех ходов и половины высоты четвертого в рудном теле в зоне, примыкающей к выработанному пространству, возникает обширная зона ослабления пород (показана двойной наклонной штриховкой), что ставит под сомнение возможность отработки руды рассматриваемым способом.

При отработке горизонтальными слоями (рис.6.6) технологический цикл следующий. Отработка ведется четырьмя догоняющими забоями, начиная с верхнего слоя. Закладка выработанного пространства ведется с некоторым отставанием от очистных работ. Отставание каждого следующего слоя от вышерасположенного составляет три цикла. Закладочный массив моделируется линейно деформируемой средой, для чего упругим характеристикам соответствующих элементов при-

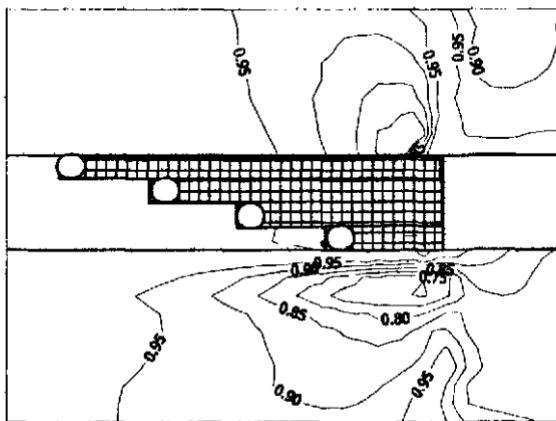


Рис.6.6. Изолинии параметра изменения прочности пород при отработке горизонтальными ходами

сваиваются заданные значения. В отличие от первого варианта снижение прочности пород в этом случае практически не наблюдается.

Практические выводы по результатам моделирования очевидны – в рассматриваемых условиях система отработки горизонтальными догоняющими забоями безопаснее, чем вертикальными ходами.

Приведенные примеры математического моделирования убедительно показывают его практическую значимость. Возможность решения инженерно-технических задач такого рода обеспечена всем комплексом средств развиваемых в работе методов решения задач горного давления в нагруженных массивах нелинейно деформирующихся и разрушающихся горных пород: метод упругого восстановления; метод моделирования разрушений и деформаций по фиксированным направлениям; метод учета последовательного включения в процесс взаимодействия закладочного массива и массива вмещающих пород с помощью инкрементальной процедуры расчета деформаций и др.

7. СОСТОЯНИЕ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД ВБЛИЗИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ НАРУШЕНИЙ*

7.1. НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

При постановке задачи математического моделирования геомеханических процессов в окрестности горных выработок, в первую очередь, возникает вопрос о начальном напряженном состоянии рассматриваемой области массива пород. Ответ на этот вопрос сам по себе представляет сложную геомеханическую задачу.

При равнинном характере земной поверхности вертикальные напряжения в глубине массива в среднем определяются весом вышележащей толщи пород:

$$\sigma_z = \gamma z, \quad (7.1)$$

где γ – средний объемный вес пород до земной поверхности по вертикали; z – расстояние до земной поверхности (глубина).

Практически любой массив горных пород в пределах месторождения и шахтных полей в условиях естественного залегания имеет геологические структуры, которые свидетельствуют, что в процессе геологического развития массив испытывал значительные силовые воздействия. В складчатой неоднородной толще вертикальные напряжения в разных точках на одной глубине существенно зависят от расположения точек относительно элементов складок [17]. То же можно сказать и в отношении горизонтальных составляющих тензора напряжений. Оценка действующих напряжений в горизонтальной плоскости возможна только при принятии ряда допущений о формировании массива и его свойствах.

Для характеристики горизонтальных напряжений часто рассматривают отношение

$$\lambda = \sigma_x / \sigma_z, \quad (7.2)$$

где σ_x – напряжения в горизонтальной плоскости.

* При участии канд. тех. наук А.Н.Шабарова.

Считается, что в районах спокойного залегания осадочных пород в соответствии с упругим решением

$$\lambda = v/(1-v), \quad (7.3)$$

где v – коэффициент Пуассона.

В районах складчатого строения и при наличи геологических разрывных (сдвиговых) нарушений горизонтальные напряжения не подчиняются закону (7.3). Экспериментальные исследования подтверждают геодинамическую модель состояния верхних слоев земной коры, согласно которой горизонтальные напряжения преобладают над вертикальными [33]. Разработаны методики оценки величин и направлений главных напряжений по геологическим признакам [15].

Прочностные и реологические свойства пород существенно влияют на напряженное состояние не тронутого горными работами массива [7, 48]. При моделировании геологических структур типа складок и неоднородностей и массивов с неровной (гористой) земной поверхностью распределение напряжений в отдельных частях массива пород может быть оценено с помощью математического моделирования [7]. При таких расчетах, как правило, имеется в виду, что тектонические силы, вызвавшие появление этих геологических структур, релаксировались и уже не действуют. При $\sigma_1 = \gamma z$ и $\sigma_3 = \lambda \gamma z$ напряженное состояние на некоторой глубине удовлетворяет предельному состоянию Кулона – Мора [10]. Эта глубина

$$z_e = \frac{\sigma_c}{\gamma \left(1 - \beta \frac{v}{1-v} \right)}, \quad (7.4)$$

где σ_c – прочность пород при одноосном сжатии; $\beta = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$; φ – угол внутреннего трения.

При $z > z_e$ минимальное значение горизонтальной составляющей в упругопластическом массиве $\sigma_x = (\gamma z - \sigma_c) / \beta$, откуда

$$\lambda = \frac{1}{\beta} \left(\frac{\gamma z}{\sigma_c} - 1 \right).$$

В соответствии с концепцией И.М. Петухова [47], массив горных пород в условиях естественного залегания находится в предельном состоянии. Напряженное состояние в верхней части земной коры, представленной твердыми породами, отвечает условию Кулона – Мора, а в нижней – условию идеальной пластичности ($\tau_{\max} = \text{const}$). Коэффициент сцепления пород снижается в соответствии с растущей с глубиной температурой. Ниже залегают породы, находящиеся в жидким состоянии.

Собственно пластического состояния скальных горных пород в естественных условиях не наблюдается. То, что в геомеханической литературе называют пластическим состоянием пород, есть абстракция, обозначающая только, что напряженное состояние пород удовлетворяет условию пластичности (прочности). Горные породы в таком состоянии могут быть раздробленными или растресканными (рассечеными множеством трещин). На напряженное состояние массива горных пород существенно влияет наличие подземных вод.

Геологические нарушения образуют блочную структуру массива пород [47]. Действующие в литосфере тектонические силы приводят к появлению тектонически-напряженных зон вблизи стыков и пересечений поверхностей нарушений и в угловых элементах блоков.

Среди геологических нарушений следует выделить внутриблочные дислокационные нарушения. При приближении к ним и при их пересечении выработками условия ведения горных работ существенно усложняются. Эти нарушения имеют вид замкнутых трещин (сместителей) со смещением берегов относительно друг друга. Максимальные смещения берегов сместителя (амплитуда) в его средней части достигают иногда 0,1 их длины. В решениях задач о напряжено-деформированном состоянии пород вокруг таких нарушений предполагается, что сдвиг в плоскости сместителя произошел в результате действия определенным образом ориентированных сил, преодолевших силы трения, действующие на контакте трещины. Основной трудностью таких расчетов является моделирование условий по длине трещины, обеспечивающих сдвиг с амплитудой в диапазоне 0,01-0,1 длины нарушения.

Учитывая распространенность таких нарушений в угольных шахтах и рудниках, рассмотрим это явление подробнее.

7.2. СХЕМАТИЗАЦИЯ СИСТЕМЫ НАГРУЖЕНИЯ МАССИВА ПОРОД С РАЗРЫВНЫМ ТЕКТОНИЧЕСКИМ НАРУШЕНИЕМ

Современные методы и средства механики сплошной среды позволяют моделировать процессы в массивах горных пород, оценивать неоднородности поля напряжений и прогнозировать возможные нарушения на основе сведений об истории нагружения в рассматриваемой области массива. Но поскольку эти сведения отсутствуют, то остается единственная возможность – реконструировать историю нагружения по существующему состоянию. Правильность результатов моделирования в этом случае зависит от соответствия реконструкции реалиям исследуемых явлений, протекающим на протяжении геологических эпох.

В соответствии с существующими представлениями, “наличие разрывных нарушений приводит к изменению поля напряжений в не-тронутом массиве при частичном или полном проскальзывании на отдельных участках вдоль его поверхности по простиранию нарушения. При полном или частичном проскальзывании на контактной поверхности происходит скачкообразное (толчкообразное) изменение поля напряжений и деформаций в окрестности контакта...

Формирование трещины-сместителя разрывного нарушения с последующим смещением приводит к перераспределению напряжений в окружающем массиве. При этом происходит концентрация напряжений в зонах замыкания дизъюнктивов, часто вызывающая проявление внезапных выбросов” [65, с.28, 36].

Эти и другие положения, формулируемые в цитируемой работе, дают возможность схематизировать систему нагружения массива пород в окрестности геологических разрывных нарушений, с учетом истории ее развития во времени, которую можно использовать при постановке и решении задач математического моделирования.

В связи с этим предлагается модель нагружения массива с геологическим нарушением, основанная на следующих положениях.

1. Берега трещин разрывов имеют прерывистое касание; пространство между площадками касания заполнено разрушенными породами. При таком строении трещин их сопротивление сдвигу значи-

тельно ослаблено по сравнению с трещинами с гладкими контактами и со сплошным материалом.

2. В результате движения литосферных плит и наличия неоднородностей и разломов в земной коре образуется поле напряжений, существенное различие величин компонентов которого приводит к возникновению в определенных направлениях значительных касательных напряжений.

3. При изменении величин и направлений напряжений, вызываемых природными явлениями или техногенными воздействиями, в некоторых частях разрывов касательные напряжения достигают значений, при которых силы сопротивления движению по контакту преодолеваются.

4. Так как динамические характеристики сопротивления меньше, чем статические, происходит срыв. В зависимости от масштабов такие срывы сопровождаются динамическими явлениями: землетрясениями, горно-тектоническими ударами или "щелчками".

В связи с высказанными положениями о возможном развитии процесса можно предложить следующую схему нагружения элемента массива с разрывным нарушением ограниченной протяженности:

Область массива с трещиной (со щелью, заполненной материалом, у которого сопротивление трению существенно меньше, чем в породах массива) находится в неравно-компонентном поле сжатия, обусловленном тектоническими процессами. Главные оси напряжений наклонены к плоскости трещины под углом, близким к 45° .

В связи с неопределенностью геологических процессов и реологических свойств пород, проявляющихся в длительных (тысячи и миллионы лет) процессах деформирования и релаксации, схемы нагружения и параметры модели исследуемого участка массива будут всегда приближенными, а результаты моделирования могут быть адекватными лишь качественно. Однако, учитывая возможность опасных проявлений в окрестности нарушений, прогнозирование опасных зон даже на качественном уровне представляется актуальным.

7.3. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПОРОДНОГО МАССИВА В ПЛОСКОСТИ СМЕСТИТЕЛЯ ЕДИНИЧНОГО РАЗРЫВА

Моделирование выполнено для единичного разрывного нарушения. Задача решается методом конечных элементов для условий плоской деформации упругого массива пород. К части массива пород, содержащей тектоническое нарушение и имеющей начальное поле напряжения γH приложена распределенная нагрузка $\sigma_T = K\gamma H$, направленная под углом 45° к направлению трещины разрыва. Сместитель разрыва (щель) длиной 3 км имитируется тонким (толщиной 1 м) слоем (рис.7.1). Трещина заполнена материалом, обладающим пониженной сдвиговой жесткостью. Свойства заполнителя задаются такими, чтобы жесткость при сжатии сохранялась достаточно высокой, а сопротивление сдвигу – пониженным. Сдвиговая жесткость принята в 100 раз меньшей, чем в сплошной породе.

Такой способ моделирования материала заполнения трещины любой нормальной и сдвиговой жесткости позволяет не выходить за рамки упругих решений. Принятые значения модулей упругости для массива пород и материала заполнения трещины соответственно

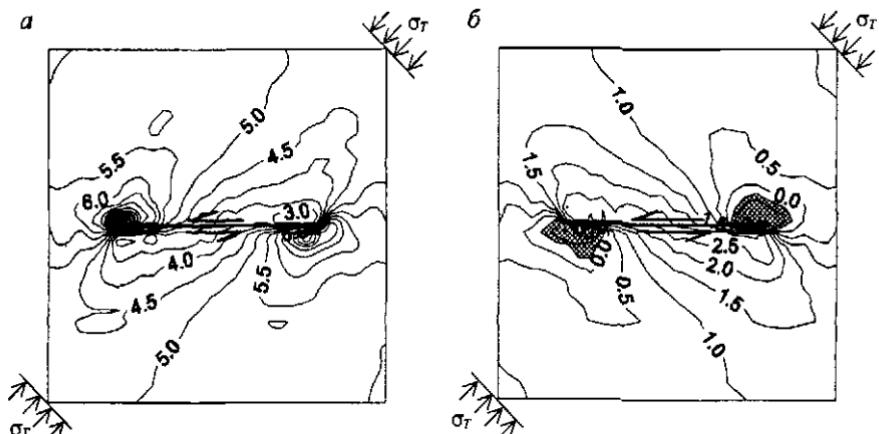


Рис.7.1. Относительные максимальные (a) и минимальные (б) нормальные напряжения $\sigma/\gamma H$, возникающие вокруг разрывного нарушения от действия тектонических напряжений σ_T при сдвиге по контакту

$2,5 \cdot 10^3$ и $1 \cdot 10^3$ МПа. При дополнительном тектоническом напряжении $\sigma_T = 4\gamma H$ относительный сдвиг крыльев разрыва в его средней части составил, согласно расчету, около 28 м (такие же величины смещений по трещине с большим, чем принятое, сопротивлению трению, могут быть достигнуты при больших тектонических силах). Картина распределения максимальных и минимальных главных напряжений (положительными считаются напряжения сжатия) указывает на их концентрацию у концов трещины. Концентрация сжимающих напряжений не приводит к нарушениям пород, поскольку материал в этих частях массива испытывает всестороннее сжатие (рис. 7.1, а), но в области концентрации минимальных растягивающих напряжений возможны разрушения (рис. 7.1, б, заштрихованная область).

Использованный здесь способ моделирования НДС для единичных разрывов может быть применен для двух или более геологических разрывов, позволяя выявить возможные зоны наиболее ослабленных пород, участки с повышенным содержанием газов и т.п.

7.4. УСЛОВИЕ ТЕКТОНИЧЕСКОЙ АКТИВНОСТИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАЗРЫВОВ

При разработке месторождений полезных ископаемых неоднородность свойств пород и напряженного состояния вблизи тектонических разломов может вызывать опасные динамические явления — горно-тектонические удары. Такие явления возникают в зонах геологических разрывов при определенных сочетаниях свойств горных пород и напряженного состояния, обусловленного действием тектонических сил.

Во многих случаях, несмотря на наличие некоторых признаков, сопутствующих тектоническим нарушениям, динамические явления не происходят даже тогда, когда специальные мероприятия по их предотвращению не предпринимались. То, что некоторые геологические нарушения не имеют склонности к активизации, можно показать, исходя из следующего простого рассуждения. Динамическое явление в геологическом разрыве реализуется путем скачкообразного сдвига. Сдвиг по трещине может произойти только под воздействием

касательных сил. Если действующие в массиве напряжения сориентированы так, что плоскость нарушения совпадает с плоскостью главных нормальных напряжений или близка к ией, то касательные напряжения в плоскости нарушения отсутствуют или очень малы. Такое геологическое нарушение тектонически не активно.

Поскольку величины касательных напряжений, действующих в плоскости сместителя, зависят от соотношения главных напряжений в массиве и их направлений, то можно выделить ситуации, при которых возможен сдвиг по контакту нарушения, т.е. активизация геологического нарушения.

Согласно концепции концентрации касательных напряжений на контакте разрыва, подвижка по контакту возможна при нарушении на нем условия прочности на сдвиг. Так как в зависимости от действующих тектонических сил касательные напряжения имеют некоторую направленность, то и сдвиг по трещине может произойти только в определенном направлении.

Будем считать, что условие прочности контакта описывается критерием Кулона – Мора:

$$|\tau_{\text{раз}}| = K + \sigma_n \operatorname{tg} \rho, \quad (7.5)$$

где $\tau_{\text{раз}}$ – касательные напряжения на контакте при разрушении; σ_n – нормальные напряжения на контакте; K – сцепление по контакту; ρ – угол трения по контакту разрыва.

Тектоническое нарушение может быть активизировано только в том случае, если касательные напряжения на поверхности контакта разлома при сравнительно небольших дополнительных воздействиях, вызываемых техногенными факторами, способны привести к относительному проскальзыванию противоположных крыльев разрыва. Такие условия могут возникать в массиве горных пород, подверженном действию тектонических сил, создающих в нем неравнокомпонентное поле сжатия.

Пусть поле напряжений массива пород определяется величинами $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (положительными считаются напряжения сжатия). Примем, что направление одного из главных напряжений совпадает с направлением сил тяжести. Возможны два случая: $\sigma_2 \approx \gamma h$ (плоскость

максимального и минимального напряжения горизонтальна) и $\sigma_3 \approx \gamma h$ (плоскость максимального и минимального напряжения вертикальна). Для тектонически активных зон можно принять, что максимальное напряжение находится в горизонтальной плоскости; на малых глубинах эта плоскость может быть вертикальной.

В общем случае в системе координат (x, y, z) напряженное состояние определяется вектором $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}\}^T$. Ось x совпадает с направлением действия максимального напряжения, ось y – с направлением главного напряжения (минимального или промежуточного) в горизонтальной плоскости, ось z – с направлением силы тяжести. Если ориентация плоскости разделя определяется углом простирания α , отсчитываемым от плоскости xz , и углом падения β , то напряжения в плоскости, перпендикулярной поверхности разделя, определяются с помощью перехода к локальной системе координат (x', y', z') , связанной с плоскостью геологического нарушения (см. рис. 1.2). Максимальные касательные напряжения в плоскости разделя и напряжения, действующие по нормали к ней, соответственно [12]

$$\tau_n = \sqrt{\tau_{yz'}^2 + \tau_{xz'}^2};$$

$$\sigma_n = \sigma_{z'}.$$

где

$$\tau_{yz'} = \sigma_x l_2 l_3 + \sigma_y m_2 m_3 + \sigma_z n_2 n_3;$$

$$\tau_{xz'} = \sigma_x l_3 l_1 + \sigma_y m_3 m_1;$$

$$\sigma_{z'} = \sigma_x l_3^2 + \sigma_y m_3^2 + \sigma_z n_3^2,$$

$$l_1 = \sin \alpha; \quad m_1 = \cos \alpha;$$

$$l_2 = \cos \beta \cos \alpha; \quad m_2 = -\cos \beta \sin \alpha; \quad n_2 = -\sin \beta;$$

$$l_3 = -\sin \beta \cos \alpha; \quad m_3 = \sin \beta \sin \alpha; \quad n_3 = -\cos \beta.$$

Срыв по нарушению происходит, когда выполняется условие (7.5), а поскольку величина сцепления по контакту мала, то мож-

но заключить, что геологические нарушения являются тектонически активизируемыми, если выполняется приближенное равенство

$$\tau_n - \sigma_n \operatorname{tg} \rho \approx 0, \quad (7.6)$$

где τ_n и σ_n – касательные и нормальные напряжения на контакте геологического нарушения, определяемые зависимостями (7.5).

Рассмотрим геологическое нарушение, имеющее падение, близкое к вертикальному ($\beta = 90^\circ$). Плоскость нарушения направлена к максимальному главному напряжению под углом α' ; тогда $\alpha = 90 - \alpha'$.

Учитывая (7.5) и (7.6), получим следующее условие тектонической активности вертикально ориентированного нарушения:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha' \cos \alpha'}{\sigma_x \sin^2 \alpha' + \sigma_y \cos^2 \alpha'} = \operatorname{tg} \rho. \quad (7.7)$$

Пусть $\sigma_x = T \sigma_y$, тогда критерий (7.7) можно представить в виде

$$\frac{(T-1) \sin \alpha' \cos \alpha'}{T \sin^2 \alpha' + \cos^2 \alpha'} = \operatorname{tg} \rho. \quad (7.8)$$

Из формулы (7.8) видно, что тектоническая активность геологического нарушения зависит от его ориентации относительно направления тектонических сил, отношения максимального и минимального напряжений и угла трения по контакту нарушения. Из (7.8) следует также, что нарушение активизируется, если выполняется неравенство

$$1 < \frac{\sin \alpha' \cos \alpha' + \sin^2 \alpha' \operatorname{tg} \rho}{\sin \alpha' \cos \alpha' - \sin^2 \alpha' \operatorname{tg} \rho} \leq T. \quad (7.9)$$

Так, если тектоническая сила направлена под углом 45° к плоскости нарушения, то она приводит к активизации нарушения при условии

$$T \geq \frac{1 + \operatorname{tg} \rho}{1 - \operatorname{tg} \rho}. \quad (7.10)$$

Поскольку в (7.9) знаменатель должен быть больше нуля, то должно выполняться условие $\pi/2 - \alpha' > \rho$.

В общем случае критерий активизации можно представить в форме

$$T \geq T^*(\rho, \alpha'). \quad (7.11)$$

Графики зависимости величин T^* от α' (рис. 7.2) имеют вид кривых с одним минимумом. При этом, чем больше ρ , тем минимум более выражен и имеет большее значение. Так, при угле трения $\rho = 40^\circ$ минимальное значение $T^* \approx 5$ достигается при $\alpha' = 25^\circ$, а при $\rho = 10^\circ$ $T^* \approx 1,5$ при α' от 20° до 65° . Графики $T^*(\alpha')$ с известными для рассматриваемых условий величинами ρ , являются показателями тектонической активности. Из графиков 7.2 видно, насколько существенна роль угла трения для возможности активизации тектонического нарушения.

Для наклонного нарушения, простирание которого совпадает с направлением минимального горизонтального напряжения ($\alpha = 0$), условие активизируемости нарушения аналогично. В этом случае силовая характеристика поля напряжений определяется отношением максимального напряжения к вертикальному, а угол между направлением максимального напряжения и нарушением равен углу падения.

Условия (7.8) и (7.9), выведенные для вертикального геологического нарушения, обобщаются для произвольно ориентированных нарушений.

С достаточной для инженерной практики точностью можно пользоваться критерием (7.8), подставляя вместо α' величину угла между плоскостью смесятеля и направлением максимального главного напряжения, а вместо силового параметра T – отношение максимального и минимального напряжений.

Итак, величина

$$T = \sigma_{\max} / \sigma_{\min} \quad (7.12)$$



Рис. 7.2. Зависимость показателя тектонической активности от угла направления максимального напряжения к плоскости нарушения при различных углах трения

может служить характеристикой тектонической нагруженности участков верхней части земной коры.

Согласно К. Терцаги [60], в водонасыщенных породах геомеханические процессы определяются эффективными напряжениями

$$\sigma_i^f = \sigma_i^0 - p \delta_{ij},$$

где σ_i^0 – полное напряжение; p – гидростатическое давление воды

(нейтральное напряжение); $\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{при } i = j \\ 0 & \text{при } i \neq j \end{cases}$; i и j принимаются

равными 1, 2 и 3 в соответствии с номерами осей координат.

Тогда величина тектонической нагруженности для водонасыщенных пород может быть выражена отношением

$$T = \frac{\sigma_{\max} - p}{\sigma_{\min} - p}. \quad (7.13)$$

Если на рассматриваемой территории имеются разнонаправленные тектонические нарушения, то возможность активизации некоторых из них зависит только от угла трения и определяется минимальным значением параметра T^* на графике при $p = \text{const}$ (рис. 7.2). На рис. 7.3. приведен график зависимости минимальных значений тектонической нагруженности от угла трения по плоскости сместителя, указывающий на возможность активизации геологического нарушения. Таким образом, график указывает условие напряженного состояния, при котором соответствующая область массива является тектонически напряженной зоной, а величина

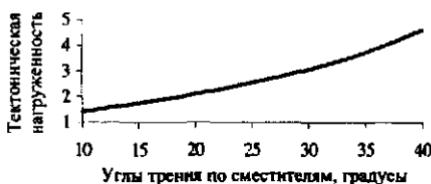


Рис. 7.3. Зависимость тектонической нагрузженности T_n в тектонически напряженных зонах от угла трения на контактах разломов

$$T_n = \min_{p=\text{const}} \{T^*(\alpha)\} \quad (7.14)$$

определяет величину тектонической нагрузженности в тектонически напряженных зонах.

Неравенство (7.10), определяет условие активизируемости геологического разрыва в тектонически напряженной зоне (ТНЗ) на протяженном участке разрыва. Анализ фактических данных показывает, что ТНЗ около разрывов часто формируются на участках замыкания разрывных нарушений при расположении разрывов в виде кулис, клиновидных структур и др. [70]. С позиции рассмотренного подхода, эти явления могут быть объяснены тем, что вблизи таких структур на контактах геологических разрывов имеет место концентрация касательных напряжений.

7.5. РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ ПО ТЕКТОНИЧЕСКОЙ НАГРУЖЕННОСТИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАЗРЫВОВ

Тектонические силы вблизи крупных геологических нарушений и их пересечений обуславливают неоднородность напряжённого состояния массива горных пород [47], что приводит к высоким касательным напряжениям по направлениям, которые могут совпадать с поверхностями геологических разломов. Некоторые из тектонических разломов находятся в состоянии, в котором даже малые дополнительные воздействия на напряженное состояние, вызванные горными работами, изменением уровня грунтовых и подземных вод или иными причинами, могут привести к их активизации. Подвижки по геологическим разломам в статической или динамической форме могут оказать вредное влияние на инженерные сооружения и потому должны учитываться при их возведении и эксплуатации. Динамическая форма активизации разломов: толчки, горные удары, землетрясения – зависят от масштабов вовлекаемых в эти процессы объемов горных пород.

Поскольку тектонические нарушения в земной коре присутствуют повсеместно, то выявление зон возможной их активизации может быть полезным на любой территории, где воздвигаются и эксплуатируются инженерные сооружения. Районирование территории по показателю тектонической нагруженности является инструментом сравнения различных ее участков по степени геодинамической опасности.

Для примера рассмотрим ситуацию на территории (около 40 км^2), по которой проходят несколько крупных тектонических нарушений. Тектонические условия привели к неравномерному распределению напряжений в горизонтальной плоскости по территории (рис.7.4). Максимальные нормальные напряжения достигают $2,2\gamma h$, минимальные напряжения в горизонтальной плоскости составляют около γh . В тех частях территории, где минимальные горизонтальные напряжения превышают γh , минимальные главные напряжения имеют вертикальное направление и принимаются равными γh . В тех частях, где горизонтальные минимальные напряжения меньше γh , они являются минимальными главными напряжениями.

Расчеты тектонической нагруженности выполнены для “сухого” и для водонасыщенного массива пород.

Параметр тектонической нагруженности, рассчитанный по формуле (7.13), распределяется по территории неравномерно (рис.7.5). Участки с максимальными величинами тектонической нагруженности не совпадают с участками максимальных напряжений. Участок с наибольшей тектонической нагруженностью приурочен к пересечению I и III тектонических нарушений.

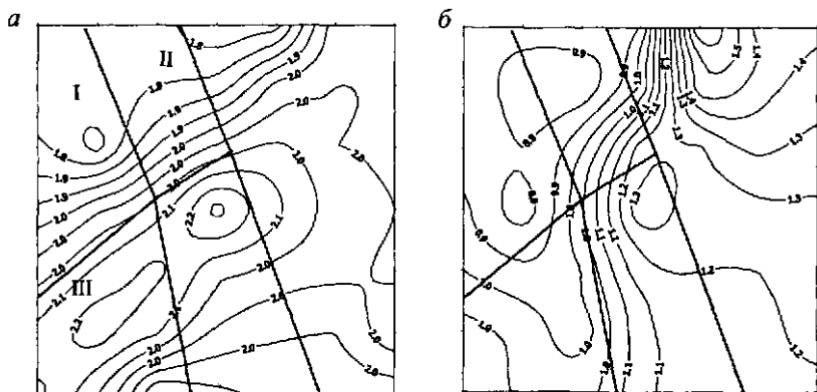


Рис.7.4. Относительные максимальные (а) и минимальные (б) напряжения в горизонтальной плоскости

I, II, III – тектонические нарушения

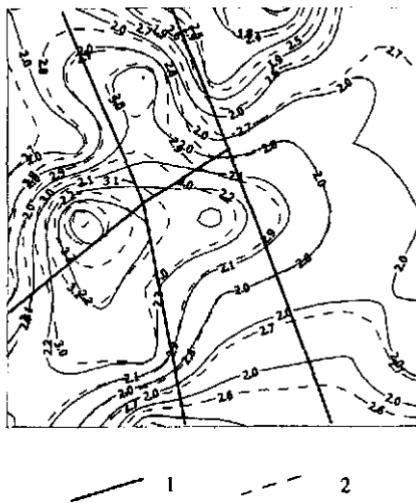
В водонасыщенном массиве величины нагруженности увеличились с 1,9-2,2 до 2,7-3,1. Таким образом, если на контакте геологических нарушений угол трения не превышает $27-30^\circ$, то в водонасыщенном массиве пород участок на пересечении I и II геологических разломов представляет собой тектонически нагруженную зону. В "сухом" массиве пород такой зоны нет.

В заключение отметим следующее. В массиве горных пород, кроме разломов регионального масштаба, обычно имеется достаточно много геологических разломов более низкого уровня, среди которых найдутся такие, которые неблагоприятно ориентированы относительно направлений главных напряжений. На тектонически активных территориях, где по расчетам $T \geq T_n$, по некоторым из таких разломов уже произошли сдвиги, а другие являются активизируемыми.

Подобно тому, как при нагружении образца напряжения в нем не могут превышать предела прочности, в массиве пород с геологическими разрывами средняя тектоническая нагруженность не может превышать нагруженность активизации. Тектоническая нагруженность ограничена сверху величиной параметра T_n , который зависит от угла трения по контактам геологических разломов (рис. 7.2).

Таким образом, в частях массива горных пород, с размерами, выходящими за пределы структурных блоков, напряжения в среднем ограничены условием

$$T \leq T_n. \quad (7.15)$$



В водонасыщенных массивах пород с учетом (7.13) получим следующее условие для соотношения между главными напряжениями:

$$\sigma_{\max} \leq T_n(p)(\sigma_{\min} - p) + p. \quad (7.16)$$

Поскольку в большинстве случаев на глубинах добычи твердых полезных ископаемых минимальные напряжения не превышают γh , а верхняя граница уровня подземных вод практически совпадает с уровнем земной поверхности, то

$$\sigma_{\max} \leq T_n(p)(\gamma - \gamma_v)h + \gamma_v h, \quad (7.17)$$

где γ_v – объемный вес воды.

В осущенных массивах горных пород

$$\sigma_{\max} \leq T_n(p)\gamma h. \quad (7.18)$$

Внутри структурных блоков в местах замыкания или замков геологических разломов могут возникать зоны локальной концентрации напряжений, в которых они могут превышать величины, определяемые формулами (7.15)–(7.18). В формулах (7.16)–(7.18) значения T_n определяются по графику (рис. 7.3) в зависимости от угла трения по контактам геологических разрывов.

Следует заметить, что Г.А. Марков [33] уровень тектонических напряжений оценивает ориентировочно: $\sigma_{\max}(0,3 \div 0,5)\sigma_c$. И.М. Петухов [47] также связывает тектонические напряжения с пределом прочности на сжатие пород вблизи земной поверхности с учетом структурного ослабления.

7.6. ОЦЕНКА УСЛОВИЙ ВОЗМОЖНОГО ГОРНО-ТЕКТОНИЧЕСКОГО УДАРА В ЗОНЕ ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

Сдвиг по трещине может произойти только в одном определенном направлении, обусловленном действующими тектоническими силами.

Будем считать, что условие прочности контакта описывается критерием Кулона – Мора (7.5). Для оценки напряженного состояния по контакту нарушения введем понятие степени нагруженности разрыва в точке

$$c_t = \frac{|\tau_n|}{\sigma_n \operatorname{tg} \rho + K}, \quad (7.19)$$

где τ_n и σ_n – касательные и нормальные напряжения в плоскости контакта.

В момент сдвига по контакту степень нагруженности $c_t = 1$. В массиве пород до того момента, когда горные работы начнут влиять на напряжения в зоне тектонического нарушения, на контакте тектонического нарушения $c_t = c_0 < 1$.

При проходке горной выработки напряжения на контакте нарушения прирастают на $\Delta\sigma_n$ и $\Delta\tau_n$, при этом степень нагруженности станет другой:

$$c_t' = \frac{|\tau_n + \Delta\tau_n|}{(\sigma_n + \Delta\sigma_n) \operatorname{tg} \rho + K}. \quad (7.20)$$

В формуле (7.20) в числителе представлен модуль векторной суммы касательных напряжений и их приращений в плоскости нарушения.

Обычно направления действия касательных напряжений определяются по геологическим признакам приближенно. Рассчитанные с помощью математического моделирования направления приращений напряжений, вызванных техногенными факторами, также имеют погрешности. В связи с этим о направлениях действующих напряжений и их приращений можно говорить как о совпадающих или противоположных.

Учитывая равенства (7.19) и (7.20), степень нагруженности в точке, лежащей в плоскости геологического нарушения,

$$c_t' = \frac{c_0(\sigma_n \operatorname{tg} \rho + K) \pm \Delta\tau_n}{(\sigma_n + \Delta\sigma_n) \operatorname{tg} \rho + K}. \quad (7.21)$$

Здесь знак перед приращением касательных напряжений положительный, если их направление совпадает с напряжениями, действующими на контакте разрыва, и отрицательный, если эти направления противоположны.

Из (7.21) следует, что влияние горных работ на некоторой части нарушения может приводить к дополнительной пригрузке или разгрузке в зависимости от направления действия касательных напряжений на сместителе разрыва.

Если при приближении горных работ к тектоническому нарушению на некоторой его длине выполняется условие $c'_t \geq 1$, то произойдет сдвиг по контакту нарушения. На тектонически активном разломе сдвиг будет сопровождаться высвобождением "запасенной" в нем энергии – динамически.

Рассмотрим пример отработки пласта в однородном вмещающем массиве на глубине 1000 м. Тектонический разрыв с вертикальным падением может оказаться в зоне влияния отработки. Начальное состояние тектонического разлома характеризуется величиной степени нагруженности $c_0 = 0,9$, считается, что сцепление по контакту отсутствует ($K = 0$), угол трения $\rho = 35^\circ$.

В зависимости от расстояния до забоя разные части нарушения испытывают разные воздействия. Расчеты степени нагруженности выполнены для условий неопределенного положения разлома относительно забоя.

Выделим два случая тектонических разрывов, которые можно охарактеризовать следующим образом: в направлении забоя при пересечении нарушения осуществляется переход либо от опущенного (возможно движение сверху вниз) к поднятому (возможно движение снизу вверх) крылу разрыва, либо от поднятого к опущенному крылу нарушения (соответственно рис. 7.6, а и рис. 7.6, б).

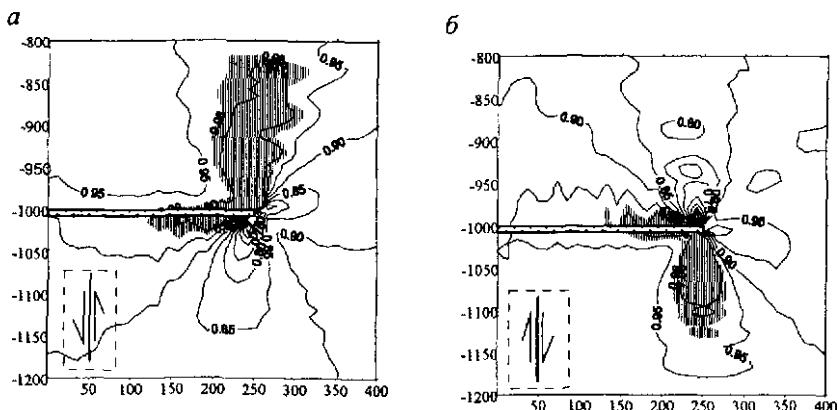


Рис 7.6 Распределение степени нагруженности по вертикальным разрывным нарушениям (в заштрихованных зонах $c > 0.98$)

Расчет степени нагруженности выполнен для всей области массива пород. Определены участки, в которых при наличии разрыва произойдет сдвиг по контакту (рис.7.6). Сдвиг возможен в той части тектонически активного разрыва, где $c'_t \geq 1$. Расчеты показывают, что в одних случаях на одних участках разрывов произойдет частичная разгрузка ($c < c_0$), на других – пригрузка ($c > c_0$). Это означает, что в зависимости от направления сдвига по берегам разлома и места пересечения им отработанного участка пласта динамическое явление может произойти в кровле либо в почве выработки. Так, при переходе от опущенного крыла к поднятому наиболее вероятным является динамическое явление в кровле очистной выработки, а при переходе от поднятого крыла нарушения к опущенному, наоборот, в почве выработки.

Очевидно, что места и размеры участков, опасных по динамическим проявлениям, зависят от геологического строения массива пород и параметров очистной выемки и каждый раз должны рассчитываться с учетом конкретных условий.

Рассмотрены следующие варианты наклонных разрывов (во всех случаях простирание сместьителя разрыва совпадает с направлением забоя очистной выработки):

Угол падения трещин разрыва 60° . От забоя очистной выработки сместьитель распространяется вверх в сторону отработанного пространства (рис.7.7, а, б) и в сторону, обратную отработанному пространству (рис.7.7, в, г).

Угол падения разрыва 30° . От забоя очистной выработки сместьитель разрыва распространяется вверх в сторону отработанного пространства (рис.7.8, а, б), и в сторону, обратную отработанному пространству (рис.7.8, в, г).

Как показывают расчеты, границы и размеры опасных зон существенно зависят от наклона и направления сдвигов по разрывным нарушениям.

При угле разрывов 60° к горизонту при подходе горными работами со стороны лежачего крыла взброса (рис.7.7, а) и со стороны висячего крыла взброса (рис.7.7, в) зоны влияния отработки далеко простираются как в кровле, так и в почве отработанного пласта.

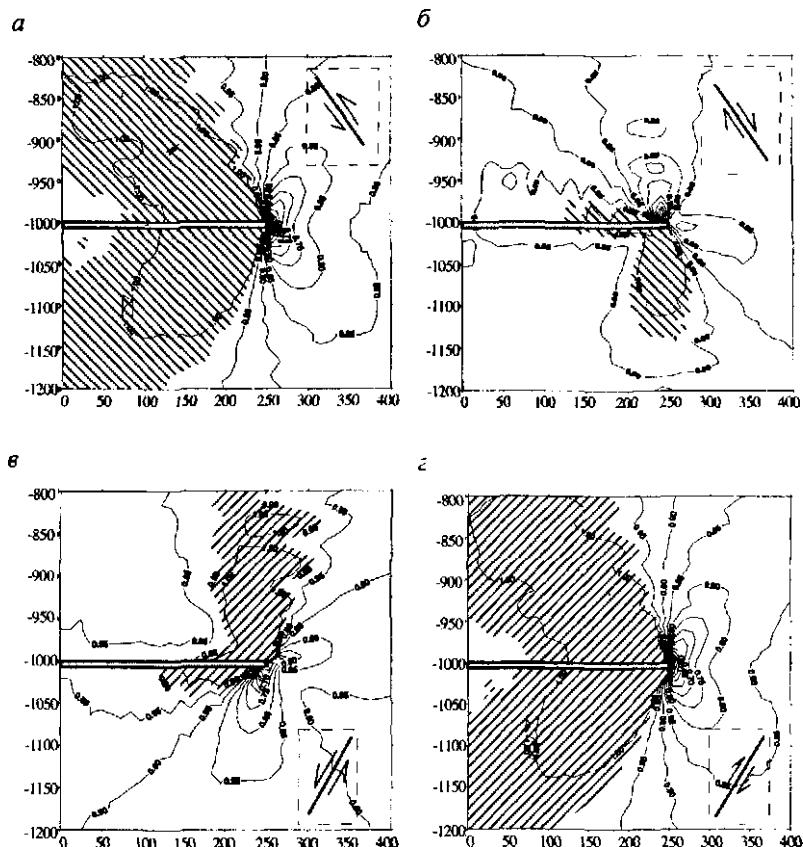


Рис.7.7. Распределение степени нагруженности по наклонным (60°) разрывным нарушениям (в защищированных зонах $c > 0.98$)

При подходе горных работ со стороны лежачего и висячего крыльев сброса (соответственно рис.7.7, б, в) зоны влияния отработки значительно меньше. В первом случае с наибольшей вероятностью следует ожидать горно-тектонического удара из почвы выработки, а во втором – из кровли.

При угле падения разрывов 30° при подходе горных работ со стороны лежачего (рис.7.8, а) и со стороны висячего (рис.7.8, г)

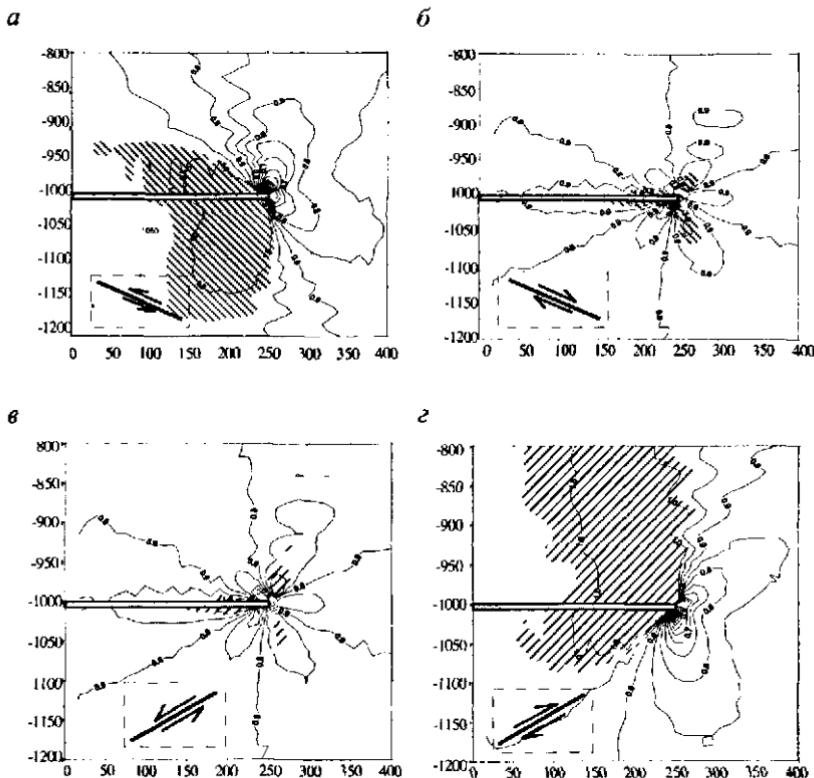


Рис. 7.8. Распределение степени нагруженности по наклонным (30°) разрывным нарушениям (в заштрихованных зонах с > 0.98)

крыльев взброса зоны влияния отработки далеко простираются как в кровле, так и в почве отработанного пласта.

Однако в первом случае вероятность динамических проявлений выше в почве, а во втором – в кровле выработки. Приближение к разрыву со стороны лежачего (рис. 7.8, б) или со стороны висячего (рис. 7.8, в) крыльев сброса практически не приводит к активизации тектонического нарушения.

8. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ГИДРОГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ*

8.1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ МОДЕЛИРОВАНИЯ

Напряженное состояние массивов горных пород определяется совместным действием сил тяжести, тектонических сил, а также фильтрационных сил гидростатического взвешивания и гидродинамического давления подземных вод. При проходке подземных или открытых горных выработок породный массив на контуре выработки разгружается от действия механического давления, а в водонасыщенных породах на контуре выработки естественное гидростатическое давление снижается до величины атмосферного. Снижение механического давления приводит к изменению поля механических напряжений, а уменьшение гидростатического давления – к формированию техногенного гидродинамического режима подземных вод и изменению баланса фильтрационных сил. Изменение поля сил гидростатического и гидродинамического давления оказывает дополнительное воздействие на напряженное состояние породного массива [14, 37, 40, 41].

Нередко трансформация гидродинамического режима подземных вод проявляется не только в изменении естественных напоров и соответствующих давлений, но и в более сложных формах. Например, за счет дренирующего действия горных выработок возможно снижение уровня подземных вод, т.е. осушение пород над депрессионной поверхностью. В результате объемного деформирования пород и образования техногенных трещин в окрестности горных выработок проницаемость пород повышается, поэтому в некоторой области вокруг выработки породы могут оказаться сдренированными. Осушение пород над депрессионной воронкой и вокруг выработок различным образом меняет условия нагружения.

Математическое моделирование гидрогеомеханических процессов позволяет проследить изменения состояния водонасыщенных породных массивов и оценить влияние этих изменений на природные и инженерные объекты.

* При участии доктора геол.-мин. наук, проф. Ю.А.Норватова.

Поскольку массив горных пород нагружен до начала техногенных влияний, то при математическом моделировании гидрогеомеханических процессов целесообразно использовать метод дополнительных (снимаемых) механических и гидродинамических сил, задаваемых на контуре выработки. Постановка геомеханических задач с использованием этого метода, предложенного А.И. Родиным [54] для упругих пород, наиболее корректна, поскольку позволяет рассчитывать деформации в массиве пород как результат проходки выработки. Согласно этому методу, на границе удаляемой части массива (по контуру выработки) задаются снимаемые напряжения, равные по величине напряжениям, действовавшим в нетронутом массиве по этой границе. Рассчитанные напряжения в области вокруг выработок являются добавочными к начальным напряжениям пород до проходки выработок.

Метод упругого восстановления (см. раздел 5) служит обобщением метода решения задач геомеханики для упругих массивов с учетом снимаемых сил на нелинейно деформирующиеся и разрушающиеся массивы.

Специфика реакции водонасыщенного массива горных пород на проходку горной выработки заключается в том, что выработка является собой техногенный контур дренажа массива, в котором изменяется гидростатическое давление и гидродинамические силы, влияющие на напряженное состояние породного скелета. Водонасыщенный массив горных пород – двухфазная среда, поэтому математическое моделирование гидрогеомеханических процессов в этой среде сводится к решению систем уравнений, описывающих движение жидкой и твердой фаз с учетом их взаимодействия [37, 41].

В основу предлагаемого здесь подхода к решению гидрогеомеханических задач положен учет взаимодействия твердой и жидкой фаз, реализуемый при последовательном и раздельном рассмотрении фильтрационного и механического полей [41]. Изменение напоров в фильтрационном поле и соответствующих фильтрационных сил в механическом поле рассматривается как следствие снижения гидростатического давления на контуре выработки. Таким образом, постановка задачи для оценки дополнительных фильтрационных сил аналогична постановке задачи по определению изменений механических сил.

В массиве водонасыщенных пород вертикальная составляющая гравитационных сил определяется весом пород вместе с заключенной в них водой. До проходки горной выработки часть вертикальной составляющей напряжений, вызванных гравитацией,

$$\sigma_z^0 = \gamma h(1-n) + \gamma_0 n h_w, \quad (8.1)$$

где h – высота столба пород; h_w – высота столба водонасыщенных пород; $\gamma = \rho g$ – средний удельный вес скелета пород от земной поверхности до глубины h ; ρ – плотность скелета; g – ускорение свободного падения; $\gamma_0 = \rho_0 g$ – объемный вес воды; ρ_0 – плотность воды; n – пористость пород.

Силы гидростатического взвешивания действуют в направлении, обратном вектору сил тяжести, причем удельная величина этих сил

$$|\bar{q}_w| = \gamma_0(1-n). \quad (8.2)$$

Часть вертикальной составляющей напряжений в скелете не-тронутого массива пород, учитывающая действие гравитации и сил гидростатического взвешивания,

$$\sigma_z^{(w)} = (\gamma - \gamma_0)(1-n)h_w + \gamma(1-n)(h - h_w). \quad (8.3)$$

Кроме того, при движении воды в породном массиве действуют векторные силы гидродинамического давления, которые влияют на начальное напряженное состояние массива. Величина векторных сил гидродинамического давления зависит от градиента пьезометрических напоров, а направление этих сил – от вектора скорости фильтрации.

Анализ влияния фильтрационных сил на породный массив после проходки выработки возможен в рамках двух расчетных схем, различающихся способом учета гидродинамического давления и гидростатического взвешивания.

Схема I. Фильтрационные силы, вызывающие изменение напряженного состояния породного скелета и деформации массива, складываются из приращения сил гидростатического взвешивания породного скелета \bar{q}_w и сил, соответствующих изменению гидродинамического давления на скелет \bar{q}_i .

После проходки выработки некоторые части массива осушаются, а другие насыщаются водой. При задании силового поля в первом случае учитываются дополнительные массовые силы (8.2), действующие по направлению сил тяжести, во втором – силы взвешивания (8.2), обратные по направлению.

Вектор приращения гидродинамических сил в каждой точке фильтрационного поля определяется градиентом приращений гидродинамических напоров

$$\Delta \vec{q}_i = -\gamma_0 \Delta \vec{J} = -\gamma_0 \left(\frac{d\Delta H}{dx} \vec{i} + \frac{d\Delta H}{dy} \vec{j} + \frac{d\Delta H}{dz} \vec{k} \right), \quad (8.4)$$

где ΔH – приращения напоров после образования выработки; $\Delta \vec{J}$ – приращение градиентов напора; \vec{i} , \vec{j} , \vec{k} – единичные векторы по направлениям осей x , y , z соответственно.

На первом этапе решения гидрогеомеханической задачи при расчете фильтрационных сил оцениваются изменения напоров после проходки выработки. Аналогично решению механической задачи (см. раздел 5) на контуре выработки задаются “снимаемые” напоры ΔH_n .

При решении фильтрационной задачи на контуре выработки рассчитывается поле приращений напоров ΔH ; в отдельных случаях оцениваются зоны осушения и водонасыщения массива. Поле приращений напоров дает возможность установить дополнительные гидродинамические силы (8.4), а в зонах осушения или водонасыщения оценить дополнительные гидростатические силы (нагрузения или взвешивания).

На втором этапе решается геомеханическая задача по определению дополнительных напряжений и деформаций пород во всей области влияния выработки. При решении этой задачи принимается следующая система приложения сил, соответствующая постановке задачи в дополнительных напряжениях:

- снимаемые напряжения, равные действовавшим напряжениям в скелете пород в естественном состоянии (с учетом влияния всех внешних и объемных, в том числе фильтрационных, сил), задаваемые по контуру выработки;

- дополнительные объемные силы гидростатического взвешивания, ориентированные по направлению сил тяжести, в зонах осушения массива;
- дополнительные объемные силы взвешивания, действующие в направлении, обратном направлению сил тяжести, в зонах водонасыщения массива;
- дополнительные силы гидродинамического давления, соответствующие по величине и направлению приращениям градиентов напоров в области фильтрационного поля;
- дополнительные гидродинамические силы в осушенных зонах; так существовавшие ранее напоры исчезают, эти силы рассчитываются исходя из того, что градиенты приращения напоров равны и противоположно направлены градиентам, действовавшим при естественном состоянии массива пород.

Схема II. Процессы деформирования и разрушения породного скелета зависят от эффективных напряжений [36, 60].

Постановка и решение гидрогеомеханической задачи следуют из предложенного К. Терцаги [60] определения эффективных напряжений водонасыщенного массива по зависимости

$$\sigma_{ij}^f = \sigma_{ij}^0 - p \delta_{ij}, \quad (8.5)$$

где σ_{ij}^0 – полное напряжение; p – гидростатическое давление воды

(нейтральное напряжение); $\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{при } i = j \\ 0 & \text{при } i \neq j \end{cases}$; i и j принимаются

равными 1, 2 и 3 в соответствии с номерами осей координат.

Полные напряжения учитывают действие всех внешних и гравитационных объемных сил, причем гравитационная составляющая определяется, согласно зависимости (8.1), весом пород вместе с заключенной в них водой. Изменения эффективных напряжений в породном скелете после проходки выработки выявляются при анализе механического и фильтрационного полей.

Поле распределения изменений гидростатических давлений оценивается при решении фильтрационной задачи с заданием на кон-

туре выработки величин понижений напоров ΔH_n . Переход от величин напоров к гидростатическим давлениям выполняется согласно зависимости

$$H_i = \frac{p_i}{\gamma_0} + z_i, \quad (8.6)$$

где z_i – ордината расчетной точки.

При анализе напряженного состояния водонасыщенного массива согласно схеме К. Терцаги отпадает необходимость рассчитывать поле изменений градиентов напоров. Расчет изменения напряженно-деформированного состояния массива проводится с учетом двух силовых факторов:

- снимаемых сил по контуру выработки, рассчитываемых по полным напряжениям, характеризующим естественное состояние массива пород;
- сил объемного сжатия или растяжения, соответствующих снижению или увеличению гидростатического давления воды.

Заметим, что при такой постановке задачи влияние приращения давления воды на породный массив моделируется так же, как объемное расширение или сжатие пород при изменении температуры.

Согласно методу упругого восстановления процессы деформирования массива горных пород после проходки выработки обусловлены упругими деформациями, “запасенными” в породах. Эти деформации можно условно назвать начальными упругими деформациями. В каждой точке породного массива упругие деформации, которые полностью реализуются в случае снятия нагрузок, связаны с действующими в нем напряжениями соотношением

$$\sigma_{ij}^0 - p_0 \delta_{ij} = a_{ijkl} \epsilon_{kl}^0, \quad (8.7)$$

где σ_{ij}^0 – полные начальные напряжения; p_0 – гидростатическое давление воды; ϵ_{kl}^0 – начальные упругие (“запасенные”) деформации пород массива (до проходки выработок); a_{ijkl} – упругие модули. Формула (8.7) отражает зависимость упругих деформаций пород от эффективных напряжений.

Поле начальных напряжений и деформаций обусловлено действием гравитационных, тектонических и фильтрационных сил, а также влиянием подземных или открытых горных выработок, существовавших до создания исследуемого сооружения.

Полагая массив пород линейно деформирующейся средой, связь между эффективными напряжениями в породном скелете и его деформациями после проходки выработки можно представить в виде

$$\sigma_{ij} - p\delta_{ij} = a_{ijkl}\epsilon_{kl}^0 + a'_{ijkl}\epsilon'_{kl}, \quad (8.8)$$

где первое слагаемое в правой части равенства определяет начальное напряженное состояние скелета пород в массиве, а второе – дополнительные эффективные напряжения от влияния выработки с учетом приращений фильтрационных сил, обусловленных изменением гидродинамического режима.

Для тех частей массива, в которых появились нелинейные деформации или в результате воздействия подземных вод изменились деформационные свойства, связь между напряжениями и деформациями формально может быть выражена соотношением, аналогичным (8.8). Поскольку при численном моделировании состояния нелинейно деформирующейся среды на каждом шаге решаются линейные задачи, то в соотношении (8.8) изменяются только коэффициенты жесткости

$$\sigma_{ij} - p\delta_{ij} = b_{ijkl}\epsilon_{kl}^0 + b'_{ijkl}\epsilon'_{kl}, \quad (8.9)$$

где b_{ijkl} – новые значения модулей (секущих модулей); ϵ'_{kl} – составляющие дополнительных деформаций.

При численном моделировании напряженно-деформированного состояния массива пород методом конечных элементов с учетом переменной жесткости в узлах элементов задаются дополнительные силы упругого восстановления и дополнительные фильтрационные силы:

$$\{F\} = \int [B]^T ([D_a] - [D_b]) \{\epsilon^0\} dV + \{P\}, \quad (8.10)$$

где $\{F\}$ – столбец дополнительных узловых сил; $[B]^T$ – транспонированная матрица связи узловых перемещений и деформаций элемента;

$[D_a]$ и $[D_b]$ – матрицы жесткости элемента, соответствующие естественному (начальному) и рассматриваемому состояниям массива пород; $\{\varepsilon^0\}$ – столбец начальных деформаций элемента массива; $\{P\}$ – столбец дополнительных фильтрационных сил, определяемых в соответствии с первой или второй схемой постановки задачи.

Поскольку, с одной стороны, условия нагружения массива пород зависят от изменения поля фильтрационных сил, а, с другой стороны, проницаемость горных пород зависит от НДС и степени нарушенности массива пород, то гидрогеомеханическая задача решается пошаговым способом. На каждом шаге решение достигается в два этапа:

- гидродинамический этап – расчет понижений напоров в массиве с начальными (на первом шаге) фильтрационными свойствами после проведения выработки;

- геомеханический этап – определение НДС массива вокруг выработки с учетом начальных напряжений и дополнительных фильтрационных сил.

На каждом следующем шаге решение выполняется с учетом изменяющихся характеристик прочностных и фильтрационных свойств пород (полученных на предыдущем шаге). Расчет по приведенной схеме повторяется необходимое количество раз с коррекцией характеристик прочностных, деформационных и фильтрационных свойств пород до достижения требуемой точности решения. Корректировка фильтрационных свойств осуществляется на каждом шаге расчета путем изменения коэффициента фильтрации, в зависимости от объемных деформаций и разрушения пород.

8.2. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОКРУГ ВЫРАБОТКИ В ВОДОНАСЫЩЕННОМ МАССИВЕ ПОРОД

Для примера рассмотрим гидрогеомеханическую ситуацию, формирующуюся вокруг одиночной подземной выработки шириной 20 м и высотой 3 м, пройденной на глубине 305-308 м в слоистом массиве (рис.8.1). Массив горных пород неоднороден по деформационным и фильтрационным свойствам:

Породы	Песчаник	Аргиллит	Песчаник	Аргиллит	Песчаник
Глубина от поверхности, м	0-300	300-305	305-308	308-313	313-320
Коэффициент фильтрации, м/сутки	1,0	0,01	0,1	0,001	0,1
Модуль упругости, МПа	10000	4000	10000	4000	10000

Массив пород водонасыщен от земной поверхности до кровли водоупора, залегающего на глубине 320 м. На расстоянии 330 м от оси выработки (на правой границе области) напоры остаются неизменными после проходки выработки. Левая граница области на схеме (рис.8.1) является вертикальной осью симметрии выработки и всей рассматриваемой области. Движение подземных вод до проходки выработки отсутствует.

При решении задачи по оценке стационарной фильтрации на первом этапе определяется снижение напоров и изменение их градиентов во всей области. Расчеты показывают, что в этих условиях максимальное снижение уровня подземных вод над выработкой составит около 10 м, и в соответствии со снижением напоров изменится гидростатические давления в дренируемой толще (рис.8.1).

Начальное напряженное состояние массива в месте расположения выработки найдем следующим образом. В породном скелете вертикальная составляющая напряжений с учетом сил взвешивания равна эффективным напряжениям σ_z^f , рассчитанным по формулами (8.1)-(8.3), а горизонтальные эффективные напряжения σ_x^f могут быть оценены в соответствии с гипотезой о боковом распоре, обусловленном отсутствием боковых деформаций:

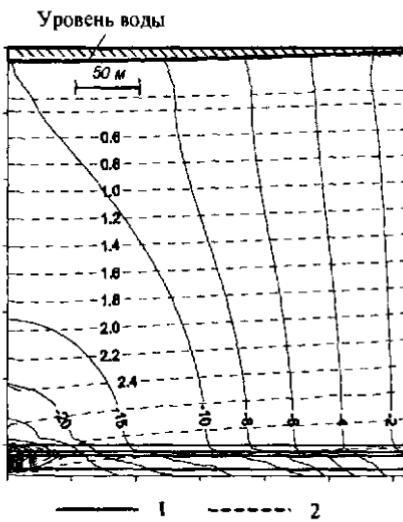


Рис.8.1. Падение напоров в метрах (1) и гидростатическое давление воды в мегапаскалях (2) после проходки выработки

$$\sigma_z^f = \gamma(1-n)(h - h_w) + (\gamma - \gamma_0)(1-n)h_w; \quad \sigma_x^f = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z^f, \quad (8.11)$$

где ν – коэффициент Пуассона, (здесь принято $h_w = h$).

Полные напряжения в этом случае

$$\sigma_z^0 = \gamma(1-n)(h - h_w) + \gamma h_w(1-n) + \gamma_0 h_w n; \quad \sigma_x^0 = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z^f + \gamma_0 h_w. \quad (8.12)$$

На следующем этапе решается геомеханическая задача по оценке НДС пород вокруг выработки с учетом действующих механических, гидростатических и гидродинамических сил.

Описанные выше две постановки гидрогеомеханической задачи эквивалентны друг другу по конечным результатам. Приведем порядок решения задачи по первой и второй схемам.

Схема I. По контуру выработки задаются снимаемые силы, соответствующие представлениям о действовавших до проходки выработки напряжениях в породном скелете, т.е. эффективные напряжения (8.11). В зоне водонасыщенных пород задаются массовые гидродинамические силы, определяемые градиентом приращений напоров (8.4), в зоне осущенных пород (выше сформировавшейся депрессионной поверхности) – направленные вертикально вниз силы, компенсирующие ликвидацию существовавших ранее сил взвешивания, равных $\gamma_0(1-n)$ на единицу объема.

Схема II. По контуру выработки прикладываются снимаемые силы, соответствующие полным напряжениям (8.12), действовавшим до образования выработки. Во всей рассматриваемой области массива к каждому элементу объема прикладываются силы объемного сжатия (растяжения), равные величинам снижения (увеличения) гидростатического давления, полученным на этапе решения задачи стационарной фильтрации.

В результате решения задачи упругого деформирования для рассматриваемой области получены поля перемещений (рис.8.2) и эффективных напряжений (рис.8.3 и 8.4) для “сухого” и водонасыщенного массивов. Результаты расчетов по схеме I и II совпадают.

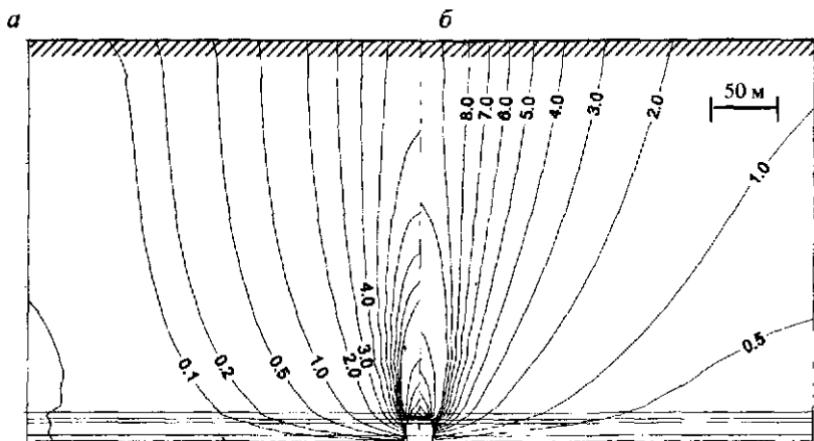


Рис.8.2. Оседания пород после проходки выработки в “сухом” (а) и в водонасыщенном (б) массиве, мм

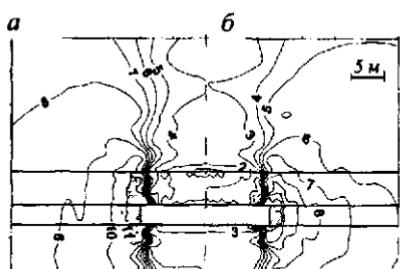


Рис.8.3. Максимальные главные напряжения вокруг выработки в “сухом” (а) и в водонасыщенном (б) массиве, МПа

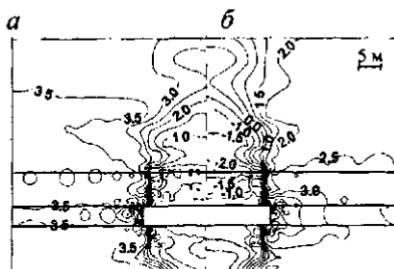


Рис.8.4. Минимальные главные напряжения вокруг выработки в “сухом” (а) и в водонасыщенном (б) массиве (б), МПа

Расчеты на первом шаге решения задачи показали, что вертикальные перемещения пород “сухого” и водонасыщенного массивов различны (см. рис.8.2). Напряжения вокруг выработки также значительно различаются (см. рис.8.3 и 8.4), что свидетельствует о существенном влиянии фильтрационных сил на устойчивость конструктивных элементов выработки (кровля, почва, бока).

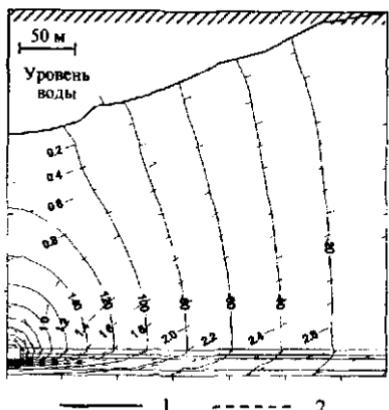


Рис 8.5 Падение напоров в метрах (1) и установившееся гидростатическое давление воды в мегапаскалях (2) после обрушения кровли

Высота зоны растягивающих напряжений в кровле выработки в сухом массиве 5 м, а в водонасыщенном массиве превышает 25 м, что свидетельствует о том, что в рассмотренных условиях устойчивость кровли выработок в водонасыщенном массиве существенно снижается за счет гидродинамического давления.

На следующем шаге решается задача стационарной фильтрации с учетом увеличения высоты выработки на 5 м за счет обрушения кровли и нарушения целостности относи-

тельного водоупора (слоя аргиллита). Расчет выявил существенное изменение гидродинамического режима, причем не только поля напоров и гидростатического давления, но и положения депрессионной поверхности, которая снизилась над серединой выработки более чем на 100 м (рис 8.5).

Снижение уровня подземных вод при проходке выработки сопровождается ростом оседания пород, которые на поверхности достигают 26 мм, в то время как в "сухом" массиве они не превышают 6 мм (рис.8.6).

Процесс решения задачи может быть продолжен с использованием полученных результатов. Фильтрационная задача на следующем шаге выполняется с новыми фильтрационными параметрами, полученными с учетом решения геомеханической задачи о НДС массива. В свою очередь, на каждом последующем шаге геомеханические задачи решаются с учетом изменения как действующих гидродинамических сил, так и состояния (нарушенности) породного массива.

В заключение приведем некоторые выводы, касающиеся состояния водонасыщенного массива пород и его изменения при проходке горной выработки:

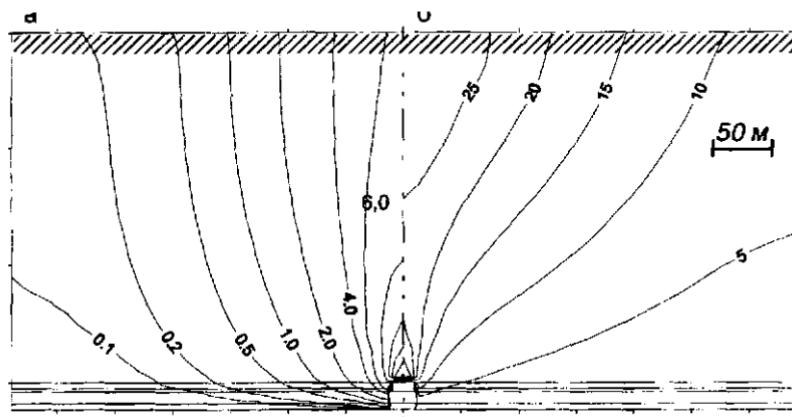


Рис.8.6. Оседания пород после обрушения кровли выработки в "сухом"

Напряженно-деформированное состояние водонасыщенных массивов при проходке горных выработок может быть оценено при совместно-раздельном анализе геомеханических и фильтрационных полей при задании на контуре выработки функций изменения напряжений и гидростатических давлений, характеризующих "естественное" состояние двухфазной среды.

Учет влияния фильтрационных сил на НДС водонасыщенных массивов горных пород возможен в рамках двух гидрогеомеханических схем, одна из которых ориентирована на раздельную оценку сил гидростатического взвешивания и гидродинамического давления, а другая – на интегральную оценку влияния этих сил на эффективные напряжения породного массива. В большинстве случаев предпочтительнее применение второй схемы, как более технологичной при численном моделировании.

Численное моделирование НДС водонасыщенных массивов целесообразно проводить на основе принципа дополнительных геомеханических и фильтрационных сил, реализация которого позволяет эффективно решать разнообразные гидрогеомеханические задачи в линейной и нелинейной постановке.

9. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ ПОДЗЕМНОМ РАСТВОРЕНИИ СОЛЯНЫХ ЗАЛЕЖЕЙ КАМЕРНЫМ СПОСОБОМ*

9.1. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ ПРИ ПОДЗЕМНОМ РАСТВОРЕНИИ СОЛЕЙ

Методом подземного растворения через буровые скважины с поверхности добывают каменистую соль, сильвинитовую, карналлитовую и бишофитовую руды.

Проблема полноты извлечения соляных залежей и безаварийности работ решается путем рационального выбора параметров систем разработки, прежде всего, размеров камер и целиков между ними. Если размеры целиков в значительной степени определяются условиями, обеспечивающими предотвращение сбоек соседних камер, то размеры камер – механической устойчивостью конструктивных элементов: боковых поверхностей, кровли и почвы камер, а также потолочин, разделяющих камеры при их расположении одна под другой. До настоящего времени единые критерии длительной устойчивости подземных камер выщелачивания не разработаны.** Математическое моделирование позволяет исследовать геомеханические процессы и обосновать принятие решений по выбору размеров конструктивных элементов с учетом сведений о строении массива горных пород и их свойств.

Проблема охраны объектов на подрабатываемых территориях связана с решением задач сдвижения массива горных пород. Методы прогноза сдвижения массивов пород, разработанные для условий разработки подземным способом, не пригодны для соляных месторождений, отрабатываемых методом подземного растворения через буровые скважины с поверхности. В силу разнообразия геологических и инженерных условий действующих рассолопромыслов установить общие количественные закономерности сдвижения земной поверхности не удается, поэтому общепризнанных методов расчета сдвижения

* Совместно с к.т.н. А.В. Кублановым при участии сотрудников ЗАО «Бишофит-Авангард» к.г.-м.н. В.А. Ермакова и Ф. Валькоффа.

** Подземное растворение соляных залежей / Е.П. Карагыгин, А.В. Кубланов, Л.М. Пустыльников, В.П. Чанцев. СПб: Гидрометеоиздат, 1994.

поверхности для таких условий в настоящее время нет. Математическое моделирование в сочетании с замерами оседаний земной поверхности является способом, позволяющим прогнозировать эти процессы, учитывая конкретные геологические и технологические факторы.

Скорость и величина деформаций в горных породах, возникающих под влиянием камер, зависят от строения массива и физико-механических свойств пород, размеров и формы камер. На характер деформирования массива пород оказывает влияние порядок и скорость размыва камеры, которые определяются технологическими факторами.

Математическое моделирование процессов деформирования и разрушения горных пород с учетом механических свойств и технологических параметров образования камер представляет собой сложную геомеханическую задачу. Как бы ни были корректны и точны математические модели и методы, решение будет всегда приближенным, так как принципиально невозможно точно описать законы деформирования и разрушения многослойной толщи пород, учесть неопределенность форм и размеров камер, а также технологических параметров ведения добычных работ.

В натурных условиях о геомеханических процессах вокруг камер выщелачивания можно судить только по косвенным признакам, среди которых важнейшими являются замеряемые величины оседаний и горизонтальных смещений земной поверхности подработанной территории. На этапе проектирования отработки нового месторождения для оценки правильности полученных результатов математического моделирования могут использоваться результаты наблюдений на предприятиях, действующих в аналогичных условиях.

9.2. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ РАСТВОРЕНИИ ДВУХ ПЛАСТОВ БИШОФИТОВОЙ РУДЫ

9.2.1. Геологические условия и свойства пород

Два продуктивных пласта бишофита (верхний и нижний) залегают в пределах соленосной толщи, представленной, главным образом, каменной солью. Соленосная толща простирается на глубинах от 1500 до 2140 м. Верхний бишофитовый пласт мощностью 17 м зале-

гает на глубине 1622-1639 м, нижний мощностью 52 м – на глубине 1730-1782 м. Почва и кровля бишофитовых пластов представлена пластами карналлита мощностью от 4 до 11 м, перекрывающие породы, – главным образом, глинистыми породами и песками.

Деформационные характеристики упругого поведения пород и параметры мгновенной и длительной прочности приведены в табл.9.1. Для моделирования горных пород принята модель среды, описывающая упругие, вязкие, пластические и хрупкие свойства (см. разделы 3.4-3.11). Для исследования Процессов возможного разрушения пород используется метод решения с заданными возможными направлениями разрушения (см. раздел 3.1).

В рамках модели среды для каждого из выделенных направлений применяется критерий прочности Кулона – Мора, дополненный условием прочности на разрыв в следующей форме:

$$\tau_n = Kp_i + \sigma_n \operatorname{tg}\phi \text{ при } \sigma_n > 0;$$

$$\sigma_n = \sigma_p p'_i \text{ при } \sigma_n < 0,$$

где σ_n и τ_n – нормальные и касательные напряжения в плоскости нарушения с номером i ; K и ϕ – сцепление и угол трения в ненарушенном материале; p_i и p'_i – параметры, характеризующие снижение прочности соответственно на сдвиг и разрыв по i -й поверхности ослабления.

В соответствии с экспериментальными данными, в силу нелинейности паспорта прочности, углы внутреннего трения и сцепление принимаются различными в зависимости от условий нагружения: при всестороннем сжатии и при растягивающем минимальном главном напряжении.

Для описания вязкоупругих деформаций использовано двухступенчатое уравнение (3.25). Для всех пород принято время запаздывания $\theta_1 = \theta_2 = 10^4$ сут; значения параметра k_{rr} , определяющего величину равновесной вязкоупругой деформации, следующие: для глины 10, для каменной соли 8, для карналлита 12, для бишофита 16.

Таблица 9.1

Прочностные и деформационные свойства горной породы

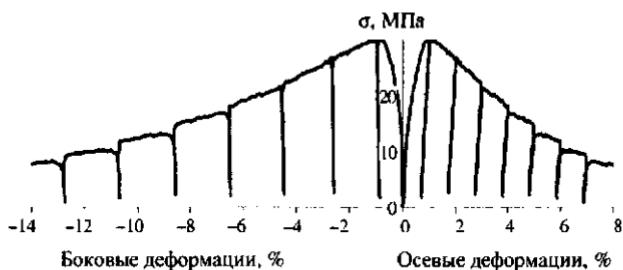
Порода	Глинистые стебельки	Модуль упругости, GPa	Коэффициент Пуассона	Прочность при изгибе, MПа	Сжатие, MПа	Параметры линейной прочности		
						Угол наклона режущего треугольника, град.	Приемистость при срезе, MПа	Угол наклона изгиба, град.
Кальцитовая	1039,101	9,9	0,11	33,6	147,2	2040,5	24,8	114
Кальцит-аргиллит	915,966	10,1	0,13	27,6	11,56,5	21,559,5	19,6	9,04,0
Кальцит-аргиллит	972,975	10,55	0,11	30,0	11,66,5	21,140,5	19,6	7,54,0
Биотититовая порода	980	5,1	0,33	14,9	9,62,1	2943	12	8,37,1
Биотититовая порода	986,1086	2,3	0,37	4,3	2,21,5	1017	4,3	-11,5
Галит	281,289	1,23	-	1,0	2,50,3	1931,5	-	-0,3
Глина	330,339	0,24	0,31	2,2	1,05,-	1,-	1,6	1,050,7
	896,889	0,25	0,48	0,9	1,40,45	1719	1,2	1250,45
	899,944	0,59	0,23	2,1	2,50,6	174,5	1,9	2,50,6
Алевролит	894,904	0,21	-	1,2	1,050,4	113	0,9	1,00,4
Алевролит	899,904	-	-	11,6	21,41,8	29,53,5	-	-
Песчаник	851,3879	0,21	-	0,5	1,550,15	3,52,8	0,5	1,50,1
								220

Примечание. 1) Угол наклона – в условиях всестороннего сжатия, 2) Угол наклона – в условиях нарушения при всестороннем сжатии, 3) Угол наклона изгиба, 4) Угол наклона изгиба.

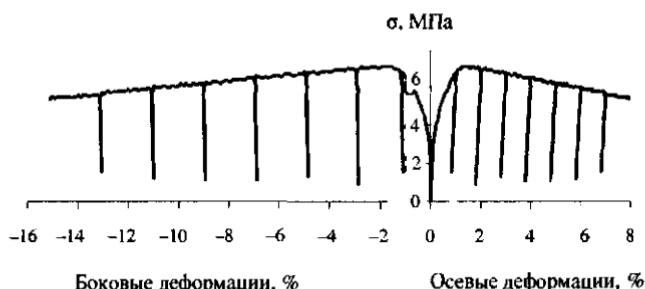
При напряжениях, больших длительной прочности, происходят процессы разрушения (снижения прочности по поверхностям сдвига) и, кроме вязкоупругих деформаций, накапливаются деформации разрушения (вязкопластические деформации). Процессы снижения прочности при этом описываются уравнением длительной прочности (см. раздел 3.4).

Математическое моделирование выполняется методом конечных элементов с применением итерационной процедуры фиктивных узловых сил и метода упругого восстановления.

а



б



в

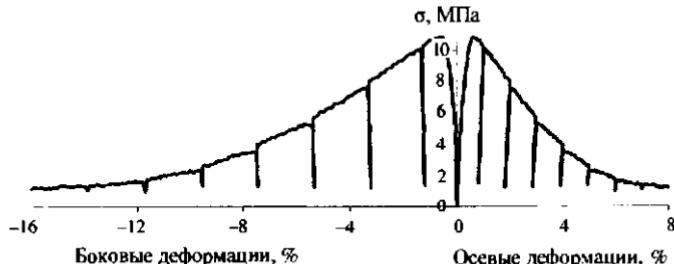


Рис 9.1. Расчетные диаграммы одноосного нагружения образцов каменной соли (а), бишофитовой руды (б) и карналлита (в)

Приведенные результаты моделирования деформирования образцов каменной соли, бишифитовой руды и карналлита в условиях прессовых кратковременных испытаний при одноосном сжатии с постоянной осевой скоростью деформации и в условиях ползучести при постоянной нагрузке (рис.9.1 и 9.2) показывают, что принятая модель горных пород и метод расчета позволяет описать практически все

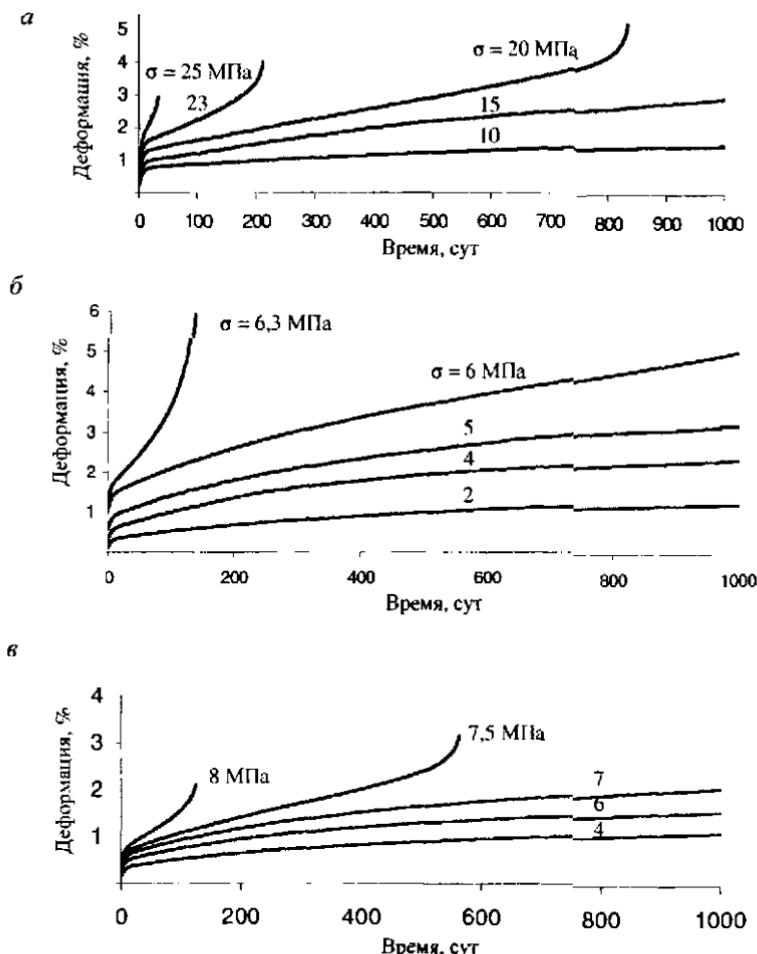


Рис.9.2. Расчетные кривые ползучести каменной соли (а), бишифитовой руды (б) и карналлита (в)

эффекты, наблюдаемые в экспериментах, что, в свою очередь, гарантирует точность расчетов. Различие диаграмм нагружения образцов каменной соли, биофита и карналлита обусловлено не только различными модулями упругости и параметрами прочности (табл.9.1), но различием пластических и хрупких свойств.

Пластические свойства характеризуется коэффициентом пластичности, определяющим величину остаточных деформаций, зависящих от степени нагружения (см. раздел 3.6).

Хрупкость горной породы оценивается локальным модулем спада, который выражает связь между приращением прочности и величиной деформации разрушения (см. раздел 3.10). Для соляных пород величины модуля локального спада биофита, каменной соли и карналлита приняты в отношении 1:4:6, что обеспечивает различие углов наклона на участке спада диаграмм нагружения (см. рис.9.1).

9.2.2. Моделирование геомеханических процессов в массиве пород при размыве гирлянд двух биофитовых камер

Согласно технологическому регламенту, размыв камеры радиусом 45 м осуществляется снизу вверх слоями 5-метровой мощности. Размыв одного слоя осуществляется за 70 сут. Длительный срок образования камеры наряду с реологическими свойствами соляных пород усиливает влияние фактора времени в процессе деформирования соляной толщи, что оказывается на всем подработанном массиве пород. Фактор времени начинает действовать с самого начала размыва камеры, поэтому при моделировании учтена технологическая последовательность ее образования. Математическое моделирование выполнено методом конечных элементов в постановке осевой симметрии. Учет последовательности размыва каждого слоя осуществляется в соответствии со схемой (рис.9.3). Расчеты проведены для дополнительных сил, прикладываемых к поверхности обнажения, с учетом противодавления рассола:

$$q = \gamma h - q_p, \quad (9.1)$$

где γh – литостатическое давление; q_p – противодавление рассола, МПа, $q_p = 0,013h$; h – расстояние от поверхности, м.

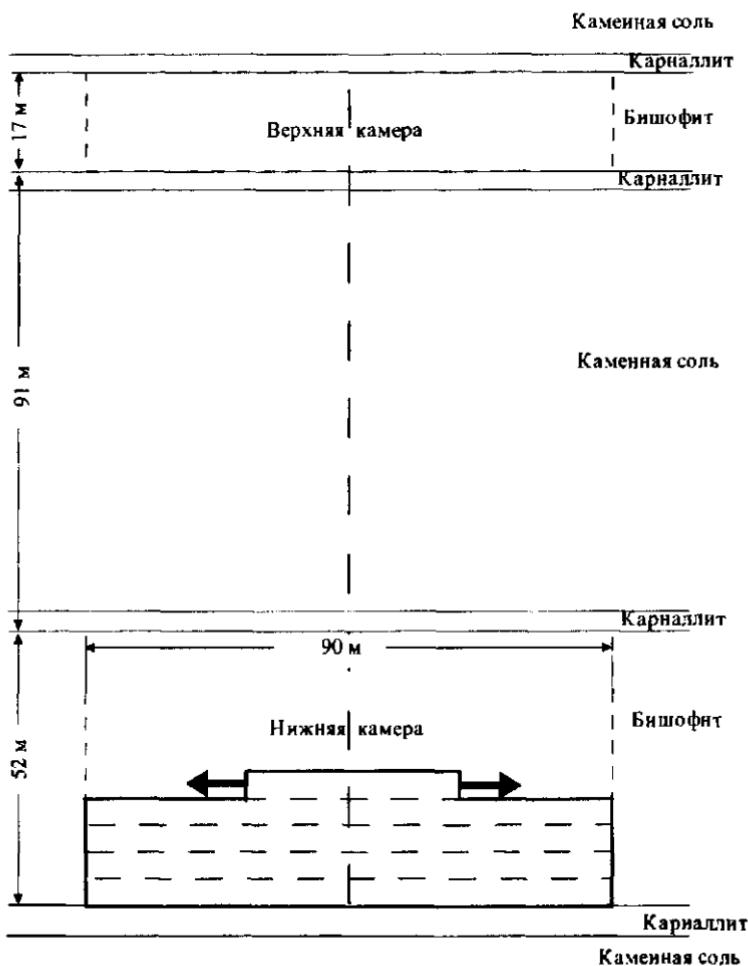
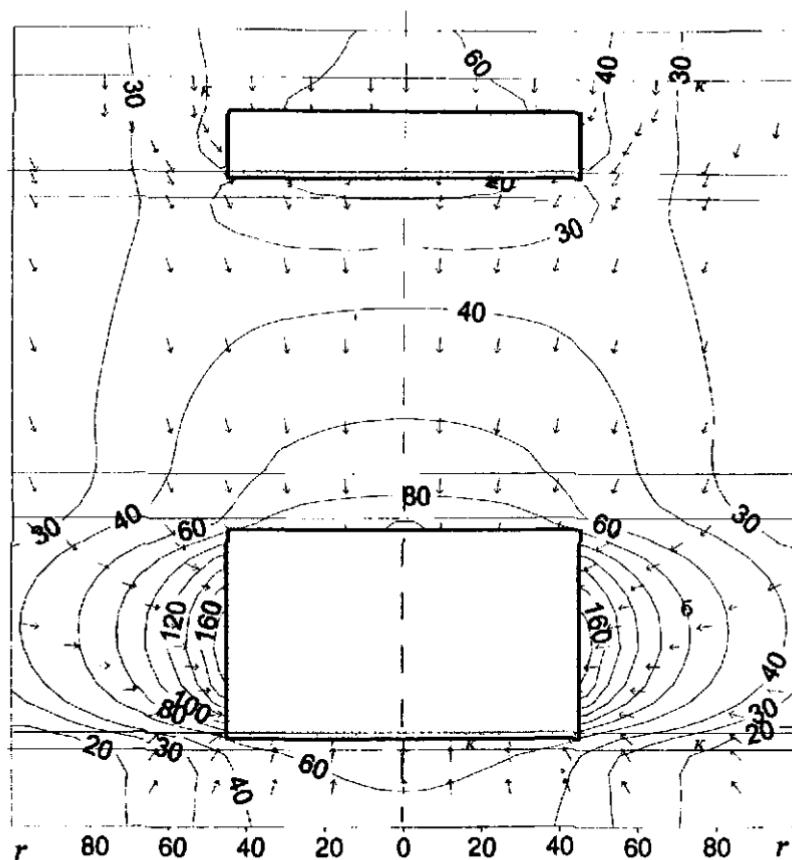


Рис.9.3. Схема учета последовательности размыва

Время размыва нижней камеры высотой 52 м составит 700 сут. По окончании размыва нижней камеры начинается размыв верхней высотой 17 м, завершение которой наступит через 210 сут. Общее время размыва обеих камер составит 910 сут $\approx 2,5$ года.

a



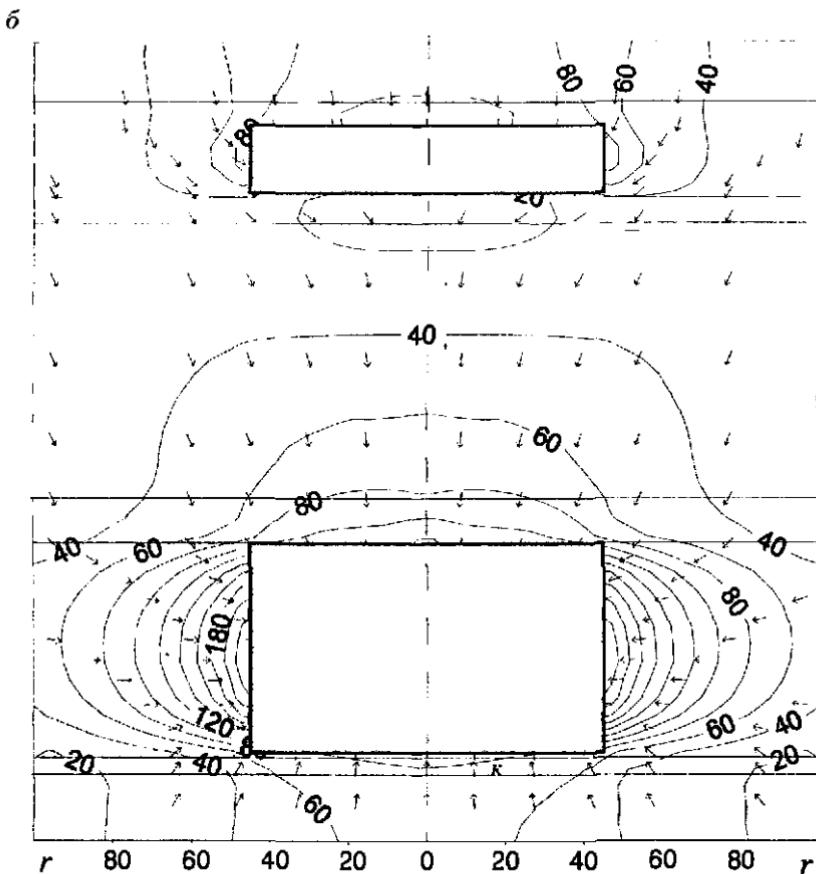


Рис.9.4. Продолжение

исходит по наклонным площадкам в непосредственной близости от поверхности обнажения в боках камер. В верхней камере эти нарушения возможны в верхней части, а в нижней камере – в нижней части боков. Через 2,5 и 5 лет после размыва в карналлитовом припочвенном слое нижней камеры отмечено незначительное снижение прочности по горизонтальным площадкам на контакте слоя каменной соли. Через 10 лет после размыва это явление прослежено на расстояниях 20-30 м от оси камеры.

6

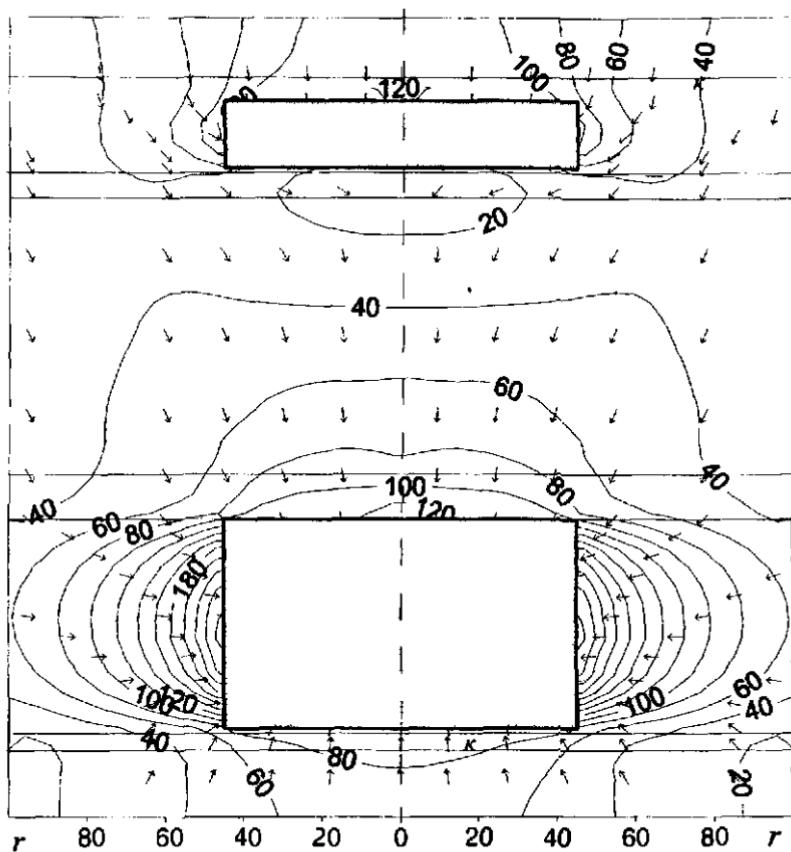


Рис.9.4. Окончание

При моделировании учитывалось, что соляные породы обладают прочностной анизотропией; по горизонтальным поверхностям задавалось снижение сцепления в начальном состоянии на 30 %. Согласно расчетам, на участках разрушения в припочвенном карналлитовом слое прочность по горизонтальным площадкам может снижаться до 65 % от прочности ненарушенных пород.

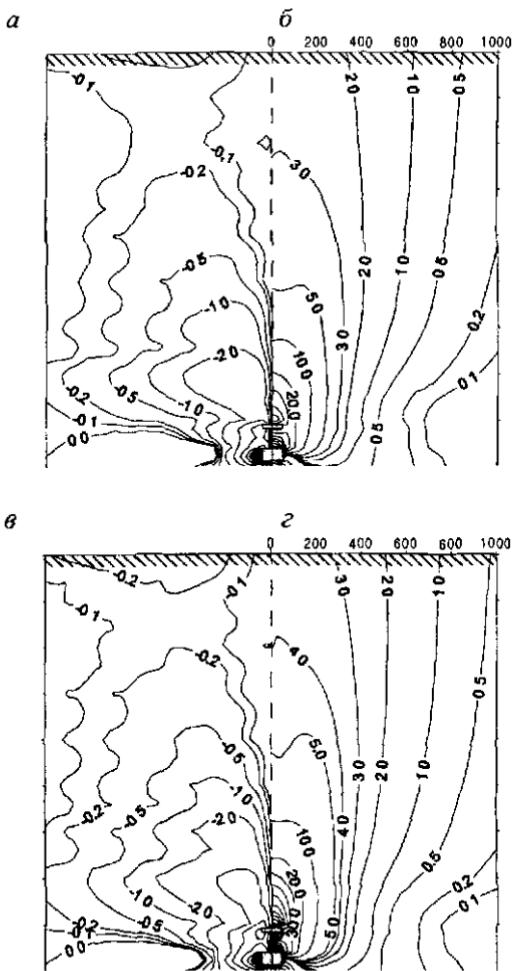


Рис 9.5 Радиальные перемещения (α и β) и оседания (γ и δ) пород через 2,5 года (α и β) и через 10 лет (γ и δ) после начала размыва, см (знак минус означает, что радиальные перемещения направлены к оси камеры)

О характере смещений толщи пород от камеры до земной поверхности и динамике их развития во времени дает представление рис.9.5, на котором представлены изолинии радиальных перемещений и оседаний пород.

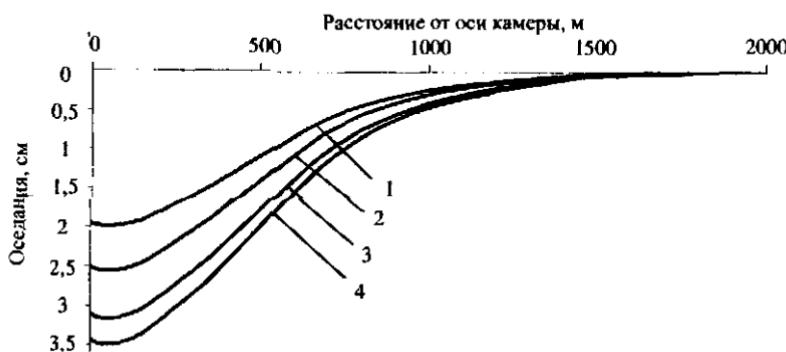
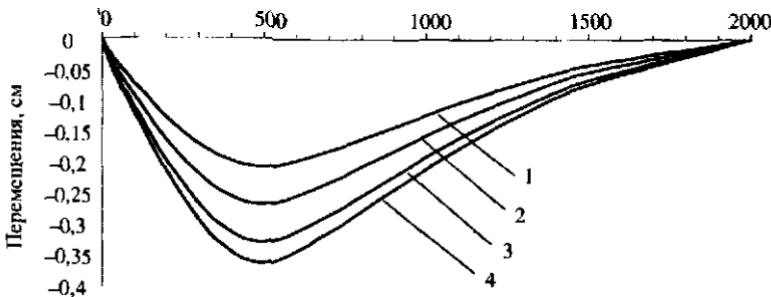
а*б*

Рис.9.6. Зависимости оседаний земной поверхности (а) и радиальных перемещений (б) от расстояния до оси камеры, см

1, 2, 3 и 4 – соответственно через 2; 2,5; 5 и 10 лет после размыка

Полученные закономерности смещений пород толщи позволяют судить о возможных деформациях обсадных колонн добычной скважины и других скважин, попадающих в зону влияния рассматриваемых камер. Графики зависимости радиальных смещений и оседаний земной поверхности, полученные в результате математического моделирования (рис.9.6), могут служить основанием для прогноза сдвижения земной поверхности при отработке одной или группы камер. В случае отработки группы камер для расчета сдвижения может быть применен метод суммирования влияний каждой из них.

9.2.3. Отбор рассола после размыва камер

После завершения активного размыва камеры деформации ползучести соляных пород вокруг них не прекращаются. В результате таких деформаций камеры будут “заплыть”, уменьшаясь в объеме. Изменение объема камеры происходит в результате конвергенции кровли и почвы камеры и выпирания руды в ее боках.

Если подача воды будет прекращена, то при наличии гидравлической связи камеры с поверхностью насыщенный рассол будет вытесняться в объемах, равных уменьшению объема камеры. Таким способом могут быть получены дополнительные объемы рассола после прекращения активного размыва камеры.

В результате выпирания руды в боках камеры ее радиус уменьшается. Подавая определенное количество воды, можно создать условия, при которых дополнительный размыв в боках камеры обеспечит постоянный размер ее среднего радиуса. В этом случае объемы дополнительно добываемых рассолов будут больше, чем при пассивном их выдавливании.

Процесс подачи воды и откачки рассола при сохранении среднего радиуса камеры постоянным может продолжаться до тех пор, пока объемы добываемых рассолов обеспечивают необходимый уровень рентабельности эксплуатации скважины. Выполним оценку производительности камеры после завершения ее активного размыва (при достижении проектных размеров камеры).

Приращение объема камеры только за счет конвергенции кровли и почвы камеры

$$\Delta V_h = \pi R^2 \bar{\Delta h} ,$$

где R – радиус камеры; $\bar{\Delta h}$ – средняя конвергенция кровли и почвы камеры.

Приращение объема камеры в результате выпирания породы в ее боках

$$\Delta V_R = 2\pi h R \bar{\Delta R} ,$$

где $\bar{\Delta R}$ – уменьшение среднего радиуса камеры.

Если вода не подается, то растворения бишофита не происходит и объем истечения рассола определяется приращением объема камеры:

$$Q = -\Delta V_h - \Delta V_R.$$

Для того чтобы средний радиус камеры оставался постоянным, необходимо такое количество воды, при котором скорость растворения бишофитовой руды равна скорости изменения объема камеры за счет изменения ее радиуса. Поскольку при подаче 1 м³ воды растворяется 2,19 м³* бишофитовой руды, то скорость подачи воды, компенсирующей снижение объема камеры, вызываемое уменьшением ее радиуса,

$$\Delta Q_w = -\Delta V_R / 2,19. \quad (9.2)$$

Так как при растворении 1 м³ руды образуются 1,518 м³ рассола, то производительность откачки рассола

$$Q = -1,518 \Delta V_R, \quad (9.3)$$

где ΔV_R – приращение объема камеры за одни сутки.

Для оценки ситуации, возникающей после прекращения активного размыва камеры, выполнены расчеты, имитирующие условия полного прекращения размыва и условия ограниченного размыва с заданной скоростью при подаче такого количества воды, когда обеспечивается размыв боков камеры, компенсирующий их конвергенцию.

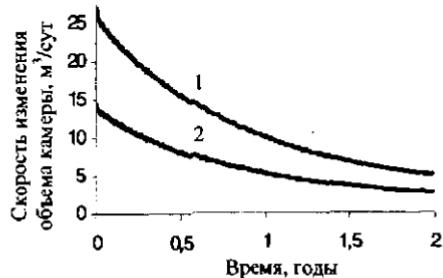


Рис.9.7. Графики изменения полного объема камер (1) и его части за счет заплыивания боков (2) после прекращения активного размыва камеры

* Параметры растворимости бишофитовой руды приняты для условий Волгоградского месторождения.

Рассчитанные графики зависимости скорости изменения объема от времени свидетельствуют о быстром их снижении (рис.9.7). Кривые 1 и 2 описывают скорости уменьшения полного объема камеры и уменьшения объема камеры за счет конвергенции боков соответственно. Если после завершения размыва камеры подачу воды прекратить, то при наличии гидравлической связи с поверхностью рассолы будут истекать в количествах, равных уменьшению объема камеры (кривая 1). В начальный момент истечение рассолов ожидается до $25 \text{ м}^3/\text{сут}$. Постепенно снижаясь, через 2 года истечение составит около $5 \text{ м}^3/\text{сут}$.

Кривые 1 и 2 показывают, что после завершения размыва примерно половина изменения объема камер связана с изменением ее радиуса.

На рис.9.8 приведены графики изменения объема подачи воды и выхода рассолов в течение двух лет. Из сравнения кривой 1 на рис.9.7 и кривой 3 на рис.9.8 видно, что при ограниченной подаче воды сразу после завершения активного размыва, производительность выдачи рассола достигает $9-33 \text{ м}^3/\text{сут}$, что превышает скорость пассивного истечения на $3-7 \text{ м}^3/\text{сут}$.

Расчеты показывают, что сразу после прекращения гидравлической связи давление в камерах поднимется до 8 МПа и с уменьшающейся скоростью роста достигнет 60 МПа через 45 лет (рис.9.9).



Рис 9.8. Графики скорости подачи воды и выдачи рассолов при размыве без изменения радиуса камеры

1 – подача воды, 2 – рассолы, получаемые при размыве стенок камеры,
3 – все рассолы, получаемые при размыве стенок и от выдавливания
при сближении кровли и почвы камер

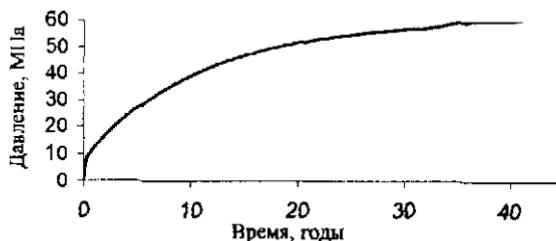


Рис.9.9. График роста давления в камерах после прекращения гидравлической связи с поверхностью

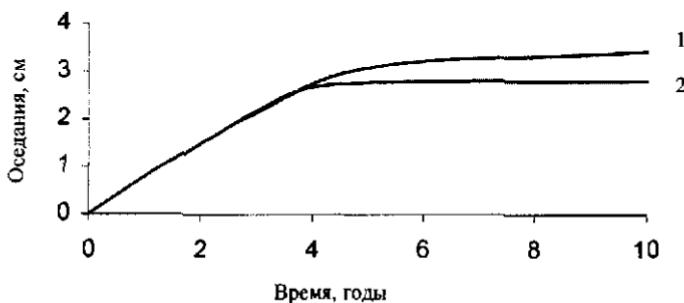


Рис 9.10. Зависимость оседания поверхности над осью камеры после начала размыва при наличии гидравлической связи камеры с поверхностью (1) и при прекращении гидравлической связи после отработки (2) от времени

Примерно через год после прекращения гидравлической связи камер с земной поверхностью за счет растущего давления в камерах деформации массива пород практически прекращаются.

Через 6 лет после начала размыва оседание земной поверхности над осью камеры достигает 2,8 см и больше не растет (рис.9.10). Общие закономерности сдвижения массива пород в этом случае не отличаются от таковых в условиях, когда гидравлическая связь камер с поверхностью не прекращается (см. рис.9.6). Разница лишь в том, что при сохранении гидравлической связи оседания пород над камерой через 6 лет превысят 3 см и будут медленно (с убывающей скоро-

стью) рasti, а в случае ликвидации скважины сдвижение земной поверхности практически прекращается через 6 лет после начала размыва, а оседания поверхности от влияния размыва одиночной камеры не достигнут 3 см.

9.3. ПРОГНОЗ СДВИЖЕНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ НА ТЕРРИТОРИИ НОВОМОСКОВСКОГО РАССОЛОПРОМЫСЛА

На Новомосковском рассолопромысле добыча каменной соли способом подземного растворения началась в 1964 г. Добыча каменной соли ведется с глубины 870-930 м. Мощность продуктивного пласта каменной соли составляет 25-45 м. Добыча рассолов производилась из камер, общим числом до 20, вводились в работу и заканчивали ее в различные сроки. Радиус камер составляет от 10 до 100 м.

Наблюдения за оседаниями земной поверхности с помощью грунтовых реперов начались в 1985 г. и проводятся по 10 профильным линиям, пересекающим территорию горного отвода (рис.9.11). На значительном отрезке времени деформации земной поверхности не замерялись и остаются неопределенными. В таких условиях един-

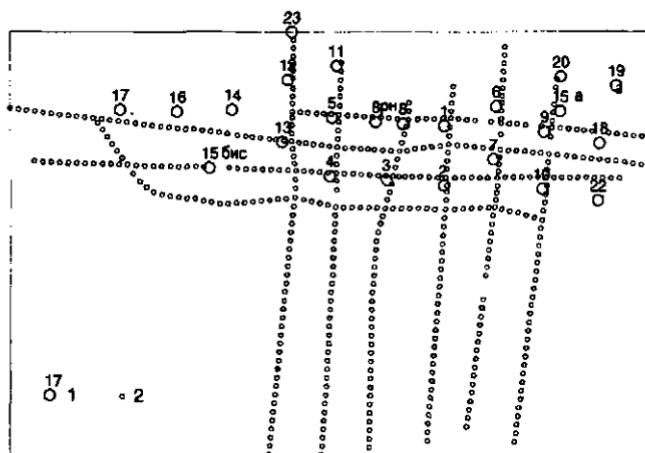


Рис.9.11. Расположение камер (1) и реперов (2) на территории горного отвода

ственным способом оценки деформаций поверхности с начала рассоловодобычи является математическое моделирование.

История существования камеры может быть разделена на два периода: время активного размыва, когда объем камеры растет, и время существования камеры после ликвидации скважины, когда гидравлическая связь камеры с земной поверхностью прекращается.

9.3.1. Математическое моделирование деформирования массива горных пород вокруг камер

Продуктивный пласт каменной соли мощностью 30-40 м залегает на глубине 860-930 м. Перекрывающие породы представлены, главным образом, глинистыми породами и песками. До глубины 600 м встречаются слои известняка с прослойками глины. В кровле продуктивного пласта каменной соли залегают переслаивающие ангидриты, доломиты и алевролиты (около 30 м), выше мощный (около 80 м) слой аргиллита с глиной. Характер деформирования массива подработанной толщи пород в значительной мере определяется тем, что на глубинах 400-760 м залегают мощные слои глины, глины с прослойками песков и известняков и глинистые пески.

Для описания поведения массива пород использована модель структурного состояния (см. раздел 3), отражающая проявления различных свойств материала: упругие, пластические, хрупкие, вязкие и т.д.

Расчеты выполнены методом конечных элементов с применением итерационной процедуры фиктивных узловых сил и метода упругого восстановления в постановке осевой симметрии. Об основных положениях моделирования свойств пород см. раздел 9.2.

Рассмотрены цилиндрические камеры радиусом 50 и 70 м высотой 40 м, размываемые на глубине 900 м в течение 10 лет. Согласно технологическому регламенту, размыв камеры осуществляется слоями снизу вверх. Реологические свойства соляных пород и постепенное изменение формы и размеров камеры при ее размыве влияют на процессы деформирования окружающего массива. Поэтому моделирование выполнено с учетом технологической последовательности образования и развития камеры с применением инкрементальной процедуры (см. раздел 6). Расчеты проведены на действие дополнительных сил, прикла-

дываемых к поверхности обнажения, с учетом противодавления рассола по формуле (9.1), где противодавление рассола $q_p = 0,012h$ МПа.

На рис.9.12 приведены результаты расчетов горизонтальных и вертикальных перемещений пород вокруг камер до земной поверхности.

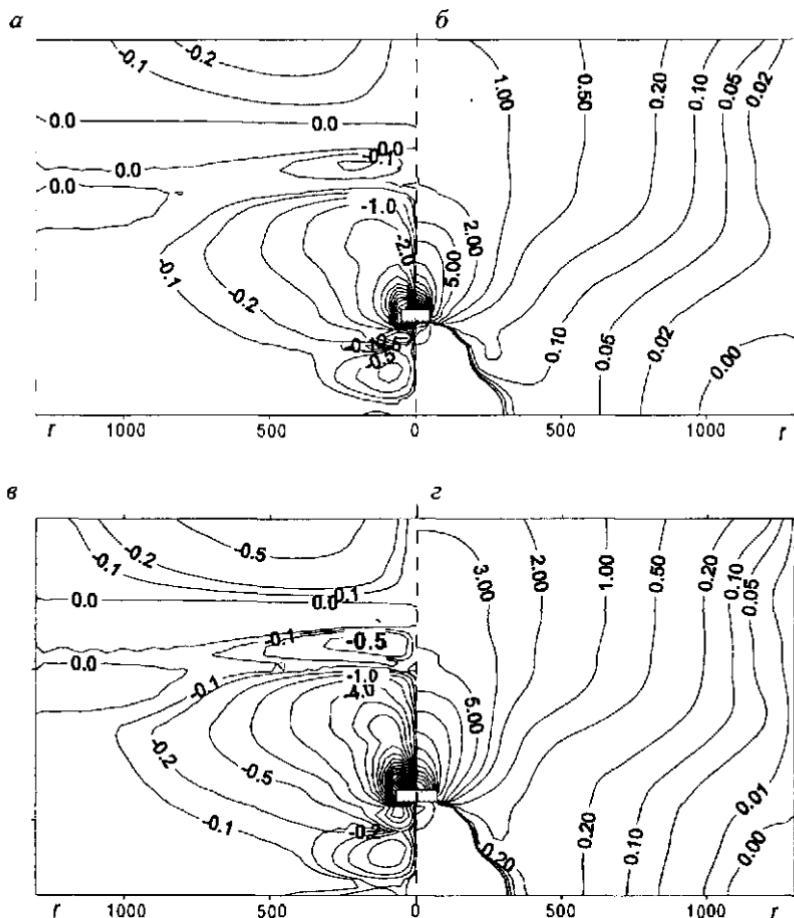


Рис.9.12. Расчетное распределение горизонтальных радиальных (а и е) и вертикальных (б и г) перемещений пород от влияния размыва камера радиусом 50 (а и б) и 70 м (е и г), см. Отрицательные значения радиальных перемещений указывают на то, что они направлены к оси камеры

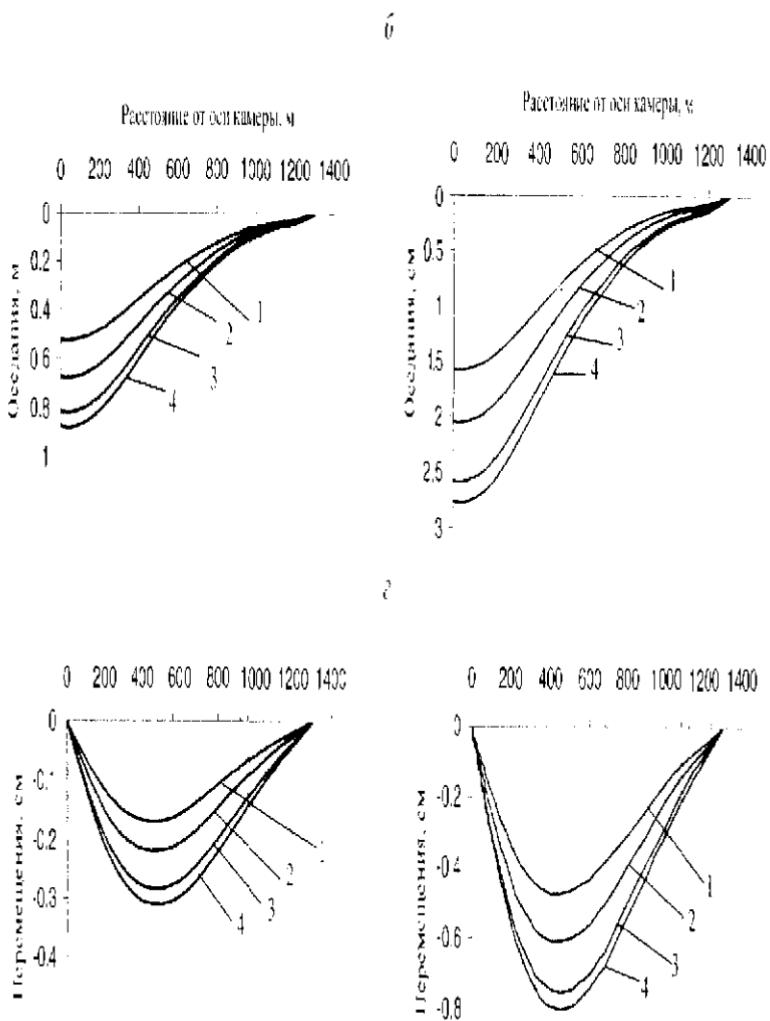


Рис.9.13. Расчетные графики зависимости вертикальных (a, б) и радиальных (в, г) перечленений земной поверхности от расстояния до оси камеры различной 30 м (a, в) и 70 м (б, г) через 3, 6, 9 и 12 лет (кривые 1, 2, 3 и 4 соответственно)

Моделирование геомеханических процессов вокруг камер показало, что до момента ликвидации скважин вокруг единичных камер радиусом 50 и 70 м разрушений пород практически не происходит.

При моделировании учитывалось, что в связи со слоистостью соляные породы обладают прочностной анизотропией. По горизонтальным поверхностям задавалось снижение сцепления и сдвиговой жесткости на 30 %. Пониженное сцепление и сопротивление деформациям сдвига по напластованию задавалось и для других пород толщи: 70 % от прочности сплошного материала для известняка, 80 % для ангидритов и 90 % для доломитов и для песчано-глинистых пород.

Расчеты показали, что практически сразу после ликвидации скважины сдвижение земной поверхности прекращается.

До ликвидации скважин качественный характер кривых оседаний и радиальных перемещений не зависит от времени и радиуса камер (рис.9.13).

В результате анализа и математической обработки графиков перемещений получены следующие зависимости оседаний земной поверхности при ведении рассоловодобычи из одной камеры после ликвидации скважины:

$$V_s(r) = V'(r) \left(R_k / R' \right)^3, \quad (9.4)$$

где $V_s(r)$ – оседание на расстоянии r от оси камеры; $V'(r)$ – расчетное оседание на расстоянии r от оси камеры радиусом R' после стабилизации ($R' = 70$ м); R_k – радиус камеры.

По истечении времени τ после начала размыва до ликвидации скважины ($\tau < \theta$)

$$V(r, \tau) = V'(r) \left(R_k / R' \right)^3 \left(\frac{\tau}{\theta} \right)^m, \quad (9.5)$$

где θ – время отработки камеры, для эксплуатируемых камер с неопределенным сроком продолжения работ $\theta = 10$ лет; τ – время, отсчитываемое с начала эксплуатации камеры; $V'(r)$ – функция, определяющая закономерность распределения оседания поверхности в зависимости от расстояния от оси камеры; m – параметр аппроксимации,

$m = 0,275$. Функция $V'(r)$ определяется кривой 4 (рис.9.13, б), описывающей зависимость оседания поверхности от расстояния до оси камеры радиусом 70 м.

Горизонтальные смещения земной поверхности описываются аналогичными зависимостями

$$U(r, \tau) = \begin{cases} U'(r)(R_k/R')^3 \left(\frac{\tau}{\theta}\right)^m & \text{при } \tau < \theta; \\ U'(r)(R_k/R')^3 & \text{при } \tau > \theta, \end{cases} \quad (9.6)$$

где $U'(r)$ – функция, определяющая закономерность распределения горизонтальных радиальных перемещений поверхности в зависимости от расстояния от оси камеры. Функция $U'(r)$ определяется кривой 4 (рис.9.13, б), описывающей зависимость радиальных перемещений поверхности от расстояния до оси камеры радиуса 70 м.

При математическом моделировании учитывался факт ликвидации скважин после завершения размыва через 10 лет после начала рассоловодбычи. После завершения активного размыва камер деформации ползучести соляных пород вокруг них не прекратятся. В ре-

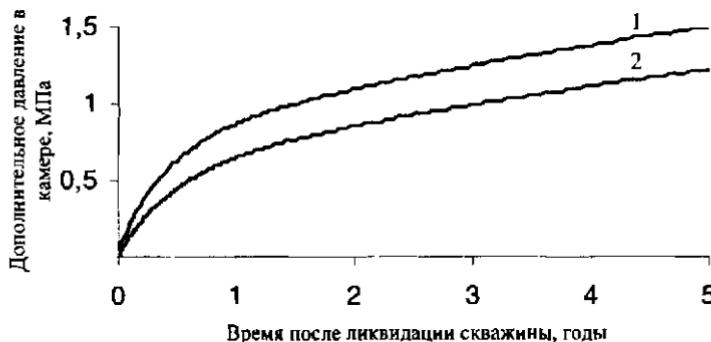


Рис.9.14. Прирастание давления рассола после ликвидации скважины в камере радиусом 50 м (1) и 70 м (2)

зультате таких деформаций камеры будут “заплывать”, уменьшаясь в объеме. Изменение объема камеры происходит в результате конвергенции кровли и почвы камеры и выпирания руды в ее боках. Если после ликвидации скважины гидравлическая связь камеры с поверхностью прекратится, то объем камеры практически перестанет меняться (с точностью до упругого сжатия рассола). При моделировании постоянство объема камеры обеспечивается заданием нормального давления на стенки камеры. С течением времени давление рассола в камере увеличивается. Моделирование показало, что скорость роста давления постепенно снижается. Через 5 лет после ликвидации скважины в камере радиусом 50 м давление увеличивается на 1,5 МПа, в камере радиусом 70 м на 1,2 МПа (рис.9.14).

9.3.2. Прогноз оседаний и горизонтальных перемещений земной поверхности

В связи с тем, что деформационные и прочностные параметры свойств горных пород задаются с неопределенными погрешностями, полученные в результате математического моделирования значения перемещений не точны. Погрешности расчетов необходимо скорректировать с учетом имеющихся экспериментальных данных. Поскольку эксплуатация месторождения началась с 1964 г., а наблюдения с помощью реперов – с 1985 г., то получить полную картину оседаний земной поверхности на основе наблюдений невозможно. Последние замеры оседаний выполнены в 2002 г. По некоторым реперам наблюдения начались после 1985 г., по другим последние замеры выполнены в период 1989-2002 гг. Инструментальные наблюдения за перемещениями земной поверхности в горизонтальной плоскости не проводились.

Оседание каждого репера за время наблюдения определяется суммарным влиянием всех ранее отработанных и отрабатываемых в течение этого времени камер:

$$v(t) = v^k - v^h, \quad (9.7)$$

где v^k и v^h – оседания земной поверхности в точке расположения репера в моменты первого и последнего замеров.

Оседание каждого из рассматриваемых реперов, рассчитанное при математическом моделировании, определяется с учетом зависимостей (9.4) и (9.5) при суммировании влияния от каждой из камер выщелачивания с учетом их размера и возраста:

$$V(\tau) = \sum_k (V_k^k - V_k^h), \quad (9.8)$$

где V_k^k и V_k^h – расчетные оседания земной поверхности в точке расположения репера в моменты первого и последнего замеров от влияния k -й камеры.

Будем считать, что погрешность расчетных величин оседаний определяется множителем ω , т.е. “истинное” значение отличается от расчетного в ω раз. Величину ω найдем, исходя из того, что сумма квадратов разностей отклонений замеренных и рассчитанных значений величин смещений реперов имеет минимальное значение:

$$\sum (v - \omega V)^2 = \min,$$

откуда следует, что

$$\omega = \sum v / \sum V.$$

С учетом результатов замеров перемещений по 516 реперам получено $\omega = 1,31$, что означает, что все величины, характеризующие перемещения земной поверхности, получаемые в результате математического моделирования при принятых деформационных параметрах пород окружающего массива, следует увеличить в 1,31 раза. Поскольку замеров горизонтальных деформаций не проводилось, то это правило отнесем и к перемещениям поверхности и в горизонтальной плоскости.

С учетом рассчитанной поправки получена картина распределения оседаний и горизонтальных перемещений земной поверхности, прогнозируемая на 2004 г. (рис.9.15 и 9.16).

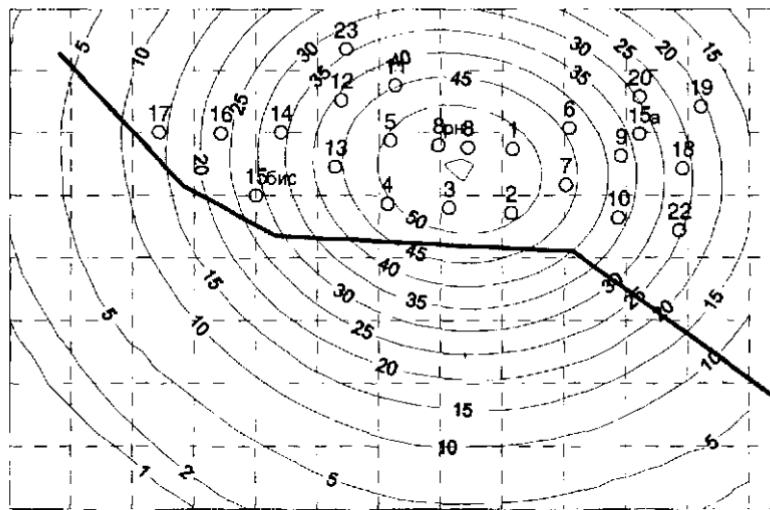


Рис.9.15. Прогнозируемые оседания земной поверхности на 2004 г., см

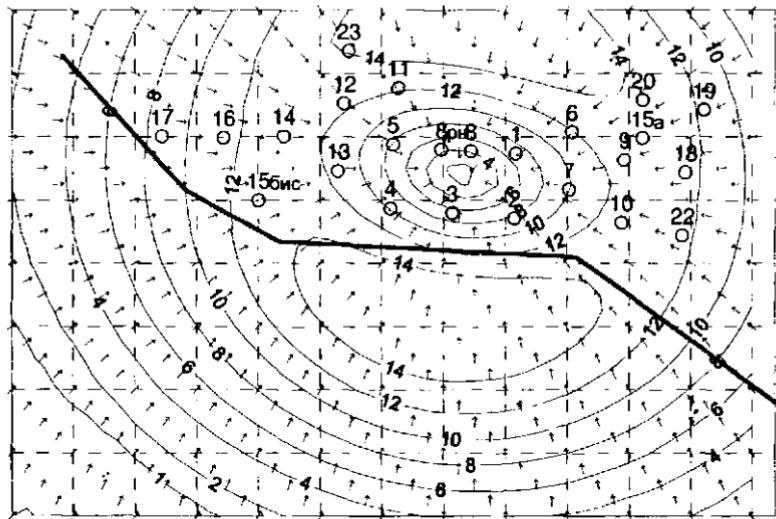


Рис.9.16. Прогнозируемые горизонтальные перемещения в 2004 г., см.
Направления перемещений показаны стрелками

Полученные распределения оседаний и горизонтальных перемещений земной поверхности могут быть использованы для определения мер защиты объектов, попавших в зону влияния отработки. На рис.9.15 и 9.16 показано сплошной ломаной линией положение трубопровода, проходящего по территории, наиболее всего подвергающейся сдвиганию.

Такой прогноз деформаций земной поверхности можно дать на любой срок, при этом может быть учтено введение в эксплуатацию новых добычных камер. С появлением новых результатов замеров оседаний реперов эти прогнозы могут уточняться.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Исследованные здесь задачи механики посвящены способам математического моделирования массивов пород как в естественных условиях, так и нарушенных подземными выработками. В работе с разной степенью подробности рассмотрены основные задачи схематизации математической модели массива пород: структурно-геометрическое описание массива, аналитическое описание механического поведения горных пород, постановка и методы решения краевых задач.

Реальный массив практически всегда квазидискретен. Структурная неоднородность слоистого массива и естественная трещиноватость проявляется в анизотропии деформационных и прочностных свойств. В значительной степени состояние массивов продиктовано наличием ориентированных дефектных структур. Горные породы рассматриваются как механические тела – конгломераты сплошных элементов и систем ориентированных плоских дефектов, поведение которых подчиняется законам упругости, вязкости, пластичности, хрупкости. Моделирование лабораторных испытаний образцов показало, что с применением современных вычислительных средств все эти свойства могут учитываться с достаточной полнотой.

Механическое поведение массивов горных пород, нарушенных горными выработками, определяется условиями нагружения до

образования выработок. Порядок и сроки создания горных выработок в этих условиях также влияют на процессы деформирования и разрушения пород. Предложенный способ решения задач методом упругого восстановления обобщает известный метод решения в постановке снимаемых нагрузок для нелинейно деформирующихся и разрушающихся массивов горных пород. Применение этого метода позволило сформулировать корректную постановку задач с учетом начального напряженно-деформированного состояния массива пород, а также задач, учитывающих технологическую последовательность образования выработки и ее закладки.

Массив горных пород, содержащий полезные ископаемые, чаще всего обводнен. Такие массивы подчиняются законам поведения двухфазной, а при наличии газа и трехфазной среды. Механические уравнения, учитывающие взаимное влияние различных фаз, очень сложны. Предложенный способ постановки задач при численном моделировании указал на возможность сравнительно простого решения гидрогеомеханической проблемы при раздельном анализе взаимовлияющих механического и гидродинамического полей.

На ограниченном круге задач горного давления показано, что такие особенности массивов горных пород, как их начальное состояние, дискретность, анизотропия, неоднородность и др., можно учесть при соответствующем выборе постановки и способов решения краевых задач. Применение предложенных в работе средств описания поведения горных пород и методов решения задач при их дальнейшем развитии позволит во многих случаях заменить дорогостоящие натурные эксперименты.

Развитие средств математического моделирования в выбранных направлениях позволит повысить надежность геомеханических прогнозов для решения задач полноты извлечения полезных ископаемых, инженерных задач безопасности ведения горных работ и возможности геодинамических проявлений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Амусин Б.З., Линьков А.М. Об использовании переменных модулей для решения одного класса задач линейно-наследственной ползучести // Изв. АН СССР. Механика твердого тела, 1974, № 6.
2. Амусин Б.З., Фадеев А.Б. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики. М.: Недра, 1975.
3. Баклашов И.В. Деформирование и разрушение породных массивов. М.: Недра, 1988.
4. Баклашов И.В., Картоэзия Б.А. Механика горных пород. М.: Недра, 1975.
5. Баряж А.А., Константинова С.А., Асанов В.А. Деформирование соляных пород / УрО РАН. Екатеринбург, 1996.
6. Бест Б.С. Механика разрушения трещиноватых скальных пород // Введение в механику скальных пород / Под ред. Х.Бока М.: Мир, 1983.
7. Бок Х. Геология и механика скальных пород // Там же.
8. Бок Х., Уоллес К. Испытание образцов ненарушенных скальных пород // Там же.
9. Булычев Н.С., Амусин Б.З., Оловянный А.Г. Расчет крепи капитальных горных выработок. М.: Недра, 1974.
10. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений. М.: Недра, 1982.
11. Введение в механику скальных пород / Под ред. Х.Бока. М.: Мир, 1983.
12. Виттке В. Механика скальных пород. М.: Недра, 1990.
13. Гальперин А.М., Шаференко Е.М. Реологические расчеты горнотехнических сооружений. М.: Недра, 1977.
14. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения / ГИСЛ. М., 1948.
15. Гзовский М.В. Основы тектонофизики. М.: Наука, 1975.
16. Глушко В.Е., Виноградов В.В. Разрушение горных пород и прогнозирование проявлений горного давления. М.: Недра, 1982.
17. Гудман Р. Механика скальных пород. М.: Стройиздат, 1987.
18. Джегегер Ч. Механика горных пород и инженерных сооружений. М.: Мир, 1974.
19. Ержанов Ж.С., Кайдаров К.К., Матвеева В.П. Математическое обоснование расчетной модели горного массива с упорядоченной системой трещин // Современные проблемы механики горных пород: Материалы IV Всесоюз. конф. по механике горных пород. Л.: Наука, 1972.
20. Ержанов Ж.С., Тусупов М.Т. Модель сжимаемого слоистого горного массива // Проблемные вопросы механики горных пород. Алма-Ата: Наука, 1972.
21. Журков С.Н. Кинетическая концепция прочности твердых тел // Изв. АН СССР. Неорганические материалы. 1967. Т. 3. № 10.
22. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975.
23. Зубков В.В. О математическом моделировании напряженного состояния массива горных пород // Горная геомеханика и маркшейдерское дело: Сб. науч. трудов / ВНИМИ. СПб, 1999.

24 Зубков В В, Лильков А М, Мироненко В А Использование метода граничных интегральных уравнений при решении задач фильтрации в трещиноватых породах // Физические и миграционные процессы в массиве горных пород Сборник науч трудов / Ленинградский горный ин-т Л, 1985

25 Каталог механических свойств горных пород / А Н Ставрогин, В С Георгиевский и др / ВНИМИ СПб, 1972

26 Коносавский П К, Соловейчик К А Математическое моделирование геофильтрационных процессов / Санкт-Петербургский технический ун-т СПб, 2001

27 Качанов Л М Основы теории пластичности М Наука, 1969

28 Качанов Л М Основы механики разрушения М Наука, 1974

29 Кузицков Г Н Графические методы оценки предельных состояний трещиноватого массива вокруг горных выработок // Современные проблемы механики горных пород Л Наука, 1972

30 Кратч Г Сдвижение горных пород и защита подрабатываемых сооружений М Недра, 1978

31 Лехницкий С Г Теория упругости анизотропного тела 2-е изд М Наука, 1977

32 Лильков А М О теории расчета целиков // ФТПРПИ 2001, № 1

33 Марков Г А Тектонические напряжения и горное давление в рудниках Хибинского массива Л Наука, 1977

34 Методология расчета горного давления / С В Кузицков, В Н Одинцов, М Э Слоним, В А Трофимов. М Наука, 1981

35 Механика грунтов, оснований и фундаментов / С Б Ухов, В В Семенов, В В Знаменский, З Г Тер-Мартиросян, С Н Чернышев / М Высшая школа, 2002

36 Механика скальных пород и современное строительство / Под ред Е И Шемякина М Недра, 1992

37 Мироненко В А, Шестаков В М Основы гидрогеомеханики М Недра, 1974

38 Мусхелишвили Н И Некоторые основные задачи математической теории упругости М Наука, 1966

39 Мюллер Л Инженерная геология Механика скальных массивов // Науки о Земле М Мир, 1971

40 Николаевский В Н Механика пористых и трещиноватых сред М Недра, 1984

41 Норватов Ю А Оценка напряженного состояния водоносных массивов горных пород при эксплуатации и ликвидации шахт // Горная геомеханика и маркшейдерское дело Сб науч трудов / ВНИМИ СПб, 1999

42 Оловянный А Г Численное моделирование основных закономерностей деформирования образцов горных пород // Проблемы механики горных пород Сб науч трудов XI Российской конф по механике горных пород / Санкт-Петербургский архитектурно-строительный ун-т СПб, 1997

43 Оловянный А Г Характеристика предельного напряженного состояния в условиях длительного деформирования и разрушения горных пород // Устойчивость и крепление горных выработок Межвуз сб науч трудов / Санкт-Петербургский горный ин-т СПб, 1999

44. Оловянный А.Г. Постановка задач математического моделирования горного давления вокруг подземных выработок // Проблемы освоения подземного пространства: Труды Междунар. конф. / Тульский ун-т. Тула, 2000.

45. Оловянный А.Г. Численная модель деформирования и разрушения горных пород // Маркштейдерский вестник. 2000, № 2.

46. Оловянный А.Г. Оценка устойчивости подземных сооружений в скальных породах с ориентированной трещиноватостью // ФТПРПИ. 2001. № 1.

47. Петухов И.М., Батугина И.М. Геодинамика недр. СПб: Недра Коммуникейшен ЛТД, 1999.

48. Петухов И.М., Линьков А.М. Механика горных ударов и выбросов. М.: Недра, 1983.

49. Проскуряков Н.М., Пермяков Р.С., Черников А.К. Физико-механические свойства соляных пород. Л.: Недра, 1973.

50. Прочность и деформируемость горных пород / Ю.М. Карташов, Б.В. Матвеев, Г.В. Михеев, А.Б. Фадеев. М.: Недра, 1979.

51. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций. М.: Наука, 1966.

52. Регель В.Р., Слуцкер А.И., Томашевский Э.С. Кинетическая природа прочности твердых тел. М.: Наука, 1974.

53. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. М.: Стройиздат, 1968.

54. Родин И.В. Снимаемая нагрузка и горное давление // Исследования горного давления. М.: Госгортехиздат, 1960.

55. Руттенейт К.В. Деформируемость массивов трещиноватых горных пород. М.: Недра, 1975.

56. Свойства горных пород и методы их определения / Е.И. Ильинская, Р.И. Тедер, Е.С. Ватолин, П.М. Кунтыш. М.: Недра, 1969.

57. Свойства горных пород при разных видах и режимах нагружения / Под ред. А.И. Берона. М.: Недра, 1984.

58. Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г. Механика деформирования и разрушения горных пород. М.: Недра, 1992.

59. Ставрогин А.Н., Тарасов Б.Г. Экспериментальная физика и механика горных пород. СПб: Наука, 2001.

60. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961.

61. Тимошенко С.П., Гудьвер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1975.

62. Троллоп Д.Х. Распределение напряжений вокруг подземных выработок. Решения механики зернистой среды // Введение в механику скальных пород / Под ред. Х. Бока. М.: Мир, 1983.

63. Турчанинов И.А., Иофис М.А., Каспарьян Э.В. Основы механики горных пород. Л.: Недра, 1977.

64. Уоллес К., Бок Х. Инженерные свойства нарушенной сплошности // Введение в механику скальных пород / Под ред. Х. Бока. М.: Мир, 1983.

65. Управление геомеханическим состоянием массива горных пород: Справочное пособие / ВНИМИ. СПб, 1994.

66. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987.

67. Фисенко Г.Л. Предельное состояние горных пород вокруг выработок. М.: Недра, 1976.

68. Черников А.К. Теоретические основы геомеханики: Учеб. пособие / Санкт-Петербургский ун-т путей сообщения. СПб, 1994.

69. Чернышев С.Н. Трещины горных пород. М.: Наука, 1983.

70. Шабаров А.Н. Тектонически напряженные зоны и их типизация. // Проблемы нелинейной геомеханики: Труды науч. семинара ВНИМИ – ИДГ РАН / ВНИМИ. СПб, 1998.

71. Cundall P.A. Numerical modeling of jointed and faulted rock// Mechanics of Jointed and faulted Rock. Rossmannith (ed) A.A. Balkema. Rotterdam, 1990.

72. Chappell B.A. Numerical and Phisical experiments with discontinua// Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock. Mech.. Denver, 2A, 1974.

73. Denkhaus H.S. The load-deformation behaviour of rock in uniaxial compression // Rock Mech. Suppl. 1973. № 2.

74. Pan X.D., Hudson I.A. A simplified three-dimensional Houk – Braun Yild criterion // Proc. Int. Symp. "Rock Mechanics and Power Plants". Madrid, 1988.

75. Hoek E., Beniański Z.T. // Proceeding of the 1st Congress of the International Society on Rock Mechanics. Lisbon, 1966. Vol. 1.

76. Holt R.M., Bergem J., Hannsen T.H. Anisotropics mechanical properties of weakly consolidated sandstone // Proc. 6th Int. Congress on Rock Mechanics. Canada, 1987.

77. Kudo Y., Hashimoto K., Sano O., Nakagawa K. Relation between physical anisotropy and microstructures of granitic rock in Japan // Proc. 6th Int. Congress on Rock Mech. Canada, 1987.

78. Ladanyi B., Archabault G. Simulation of shear behavior of a jointed rock mass // Proc. 11th Symp. on Rock Mech. (AIME). 1970.

79. McClintock F.A., Walsh J.B. Seismic velocities in dry and saturated cracked solids // J. Geophys. Res. 1974. Vol. 79. № 35.

80. O'Connell R.J., Budiansky B. Seismic velocities in dry and saturated cracked solids // J. Geophys. Res. 1974. Vol. 79. № 35.

81. Shi Gen-hua. Modeling dynamic rock failure by discontinuous deformation analysis with simplex integration // Rock Mechanics. Free. Of the 1st North American Rock Mechanics Symposium. Ed. P.P. Nelson, S.E. Laubach, A.A. Balkema. Rotterdam, 1994.

82. Walsh J.B. The effect of cracks on the compressibility of rock // J. Geophys. Res. Vol. 70. № 2.

83. Wawersik W., Fairhurst Ch. A study of brittle fracture in laboratory compression experiments // Int. J. Rock Mech. Min. Sci.. 1970. Vol.7.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТРЕЩИНОВАТОГО МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД	8
1.1. Массив горных пород как механическая среда	8
1.2. Модель деформирования массива трещиноватых горных пород	9
1.3. Плоская деформация массива трещиноватых горных пород	18
1.4. Деформирование мелкослоистого массива горных пород вокруг протяженной горной выработки	23
1.5. Деформирование пород с хаотическими дефектами. Упругие характеристики трещиноватой среды	25
2. ПРЕДЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И НАГРУЖЕННОСТЬ ГОРНЫХ ПОРОД	31
2.1. Прочность массивов горных пород	31
2.2. Критерий прочности горных пород	32
2.3. Характеристика напряженного состояния горных пород	39
2.4. Условие прочности массива горных пород по плоскостям нарушений	42
2.5. Условие прочности массива пород как однородной среды	45
2.6. Напряженность и нагруженность пород в трещиноватом массиве	50
2.7. Оценка влияния очистных работ на устойчивость подготовительных выработок в трещиноватом массиве пород	58
3. ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД	67
3.1. Феноменологическая модель разрушения горных пород с произвольно ориентированными системами поверхностей ослаблений	67
3.2. Модель механического состояния деформирования и разрушения горных пород как сплошной и квазиблочной среды	72
3.3. Параметры структурного состояния горных пород	76

3.4. Параметры прочности трещиноватых пород.....	78
3.5. Упругие деформации разрушающихся пород	83
3.6. Мгновенно-пластические деформации	85
3.7. Вязкоупругие деформации	88
3.8. Деформации трещиновато-пористых горных пород.....	90
3.9. Вязкопластические деформации.....	93
3.10. Разрушающие деформации	95
3.11. Объемные деформации.....	97
4. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ОБРАЗЦОВ ГОРНЫХ ПОРОД	99
4.1. Задачи математического моделирования деформирующихся образцов	99
4.2. Численная модель осесимметричного деформирования	100
4.3. Моделирование деформирования и разрушения цилиндрических образцов при одиосном нагружении	107
4.4. Моделирование объемных испытаний образцов.....	111
4.5. Моделирование длительных испытаний образцов.....	113
5. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВНИЯ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ.....	116
5.1. Влияние граничных условий на результаты математического моделирования горного давления.....	116
5.2. Постановка и методы решения задач моделирования горного давления в нелинейно деформирующихся горных породах	121
5.3. Метод перемениой жесткости при решении задач горного давления.....	129
5.4. Задача расчета обрушения кровли горной выработки.....	132
5.5. Задача прогиба кровли очистной выработки в трещиноватом массиве.....	136
5.6. Разрушение пород вокруг протяженной выработки	144
6. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ С УЧЕТОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ОБРАЗОВАНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК	149
6.1 Математическая постановка задачи расчета НДС массива горных пород с учетом последовательности образования выработок	149
6.2 Математическая постановка задачи расчета НДС с учетом последовательности образования выработок в нелинейно деформирующемся массиве пород	153
6.3 Учет последовательности отработки и закладки выработанного пространства	157

7. СОСТОЯНИЕ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД В БЛИЗИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ НАРУШЕНИЙ	165
7.1 Напряженное состояние массива горных пород	165
7.2 Схематизация системы нагружения массива пород с разрывным тектоническим нарушением.....	168
7.3 Численное моделирование напряженного состояния породного массива в плоскости сместителя единичного разрыва.....	170
7.4 Условие тектонической активности геологических разрывов.....	171
7.5 Районирование территории по тектонической нагруженности геологических разрывов.....	177
7.6 Оценка условий возможного горно-тектонического удара в зоне влияния очистных работ	180
8. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ГИДРОГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ	186
8.1. Постановка задач моделирования	186
8.2. Напряженно-деформированное состояние вокруг выработки в водона-сыщенном массиве пород.....	193
9. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ ПОДЗЕМНОМ РАСТВОРении СОЛЯНЫХ ЗАЛЕЖЕЙ КАМЕРНЫМ СПОСОБОМ	199
9.1. Геомеханические проблемы при подземном растворении солей	199
9.2. Моделирование геомеханических процессов при растворении двух пластов биофитовой руды.....	200
9.2.1. Геологические условия и свойства пород	200
9.2.2. Моделирование геомеханических процессов в массиве пород при размыве гирлянды двух биофитовых камер	205
9.2.3. Отбор рассола после размыва камер.....	212
9.3. Прогноз сдвижения земной поверхности на территории Новомосков- ского рассолопромысла	216
9.3.1. Математическое моделирование деформирование массива горных пород вокруг камер	217
9.3.2. Прогноз оседаний и горизонтальных перемещений земной поверх- ности.....	222
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	225
ЛИТЕРАТУРА.....	227

Оловянный Анатолий Григорьевич

Некоторые задачи механики массивов горных пород

Лицензия 010203 от 19.12.97

**Формат 60x84¹/₁₆, 15 п. л. Тираж 400 Бумага офсетная
Печать офсетная Заказ 312**

**Отпечатано в типографии ИПГ
199004, Санкт-Петербург, В. О., 5-я линия, д. 28**