

Введение

В горнодобывающей промышленности выработки широко используются для разработки полезных ископаемых. При этом в зонах влияния выработок возникают деформации и напряжения в окружающей горной породе. Особого внимания требует расчет напряженно-деформированного состояния нелинейно-упругих сред в зонах влияния выработок. В данном реферате будет рассмотрено распределение напряжений в нелинейно-упругих средах в зоне влияния одиночных выработок.

В зонах влияния выработок в окружающей горной породе возникают деформации и напряжения. При этом окружающая порода может оказаться нелинейно-упругой. Нелинейно-упругие среды характеризуются нелинейными зависимостями между напряжением и деформацией.

При расчете напряженно-деформированного состояния нелинейно-упругих сред в зонах влияния выработок необходимо учитывать следующие особенности.

В зонах, близких к выработке, возникает зона разрушения, в которой интенсивность напряжений и деформаций настолько велика, что материал окружающей породы начинает разрушаться. При этом зона разрушения может являться неоднородной и изменять свое положение в зависимости от направления и интенсивности воздействия.

Напряженное состояние породы в зонах влияния выработок существенно влияет на распределение деформаций и напряжений. Так, напряженное состояние породы может быть трехмерным, двумерным или осесимметричным. В каждом случае расчет параметров напряженно-деформированного состояния производится с помощью соответствующих уравнений.

При расчете напряженно-деформированного состояния в зонах влияния выработок необходимо учитывать геометрические особенности выработки. Например, при наличии выпуклых участков в выработке могут возникать острые углы напряжения, которые повышают риск разрушения породы.

Свойства породы, включая плотность, твердость и прочность, также оказывают влияние на распределение напряжений и деформаций в зонах влияния выработок.

Существует несколько методов расчета напряженно-деформированного состояния в зонах влияния выработок. Рассмотрим некоторые из них.

Аналитические методы позволяют рассчитывать напряженно-деформированное состояние нелинейно-упругих сред в зонах влияния выработок на основе математических уравнений и формул. Данный метод подходит для расчетов в простых геометрических условиях, без учета сложных факторов.

Численные методы являются более точными и позволяют учитывать более сложные факторы. Одним из таких методов является метод конечных элементов. При данном методе расчет производится путем разбиения области на конечные элементы, в каждом из которых решается соответствующее математическое уравнение.

Перед тем, как перейти к расчету напряженно-деформированного состояния нелинейно-упругих сред в зонах влияния выработок, необходимо определить базовые понятия и термины.

Напряжение - физическая величина, определяющая силовое взаимодействие между смежными частями тела. Напряжения можно разделить на нормальные (перпендикулярные к поверхности тела) и тангенциальные (параллельные плоскости тела).

Деформации - изменение размеров и формы тела под воздействием внешних сил или температурных воздействий. Деформации можно разделить на продольные (изменение длины тела) и поперечные (изменение диаметра тела).

Упругость - свойство тела возвращаться в исходное состояние после удаления внешних сил. Тела могут быть линейно-упругими и нелинейно-упругими.

Задачи управления горным давлением в капитальных и подготовительных выработках включают в себя:

а) обеспечение необходимых требований к форме, размерам поперечных сечений и сохранности выработок во времени с точки зрения обеспечения нормальных условий для выполнения технологических операций при добыче полезных ископаемых;

б) обеспечение безопасных условий работы людей и механизмов на протяжении всего срока эксплуатации выработок;

в) выбор наиболее экономичных мероприятий по обеспечению устойчивости выработок и их поддержанию.

Поскольку виды проявлений горного давления в капитальных и подготовительных выработках определяются соотношением величин действующих напряжений и деформационных характеристик окружающего массива пород, мероприятия по управлению геомеханическими процессами могут быть направлены:

- на снижение действующих напряжений в массиве;
- на повышение деформационной способности и прочностных характеристик приконтурной части массива.

По первому направлению - снижение величин действующих напряжений можно достигать следующими способами:

1. Исключать или по мере возможности снижать опасность возникновения высоких концентраций напряжений в приконтурных областях массива.

Этого можно достичь специальной организацией и методами ведения проходческих работ.

2. Придавать выработкам наиболее устойчивые формы поперечных сечений, которые определяются как видом и параметрами напряженного состояния массива пород, так и его структурными особенностями.

3. Выбирать оптимальную ориентацию сечений вертикальных выработок или направлений горизонтальных выработок в пространстве конкретного массива пород.

Второе направление - повышение деформационной способности и прочностных характеристик приконтурной части массива можно реализовать различными способами:

1. Путём искусственного упрочнения пород вокруг выработок.

К подобным мероприятиям относится тампонирование пород, в частности цементация и укрепление трещиноватых массивов битумизацией или глинизацией пород. Эти способы позволяют повысить сцепление пород в массиве.

В некоторых случаях бывает достаточно повысить прочность вмещающих пород лишь на сравнительно короткий период времени, до возведения постоянной крепи. С этой целью используют специальные способы проведения выработок с замораживанием пород.

В качестве примера рассмотрим подземный комплекс Серебряноборских автодорожных тоннелей в г. Москве на участке скоростной автомагистрали, который включает два транспортных тоннеля диаметром 14.2 м и длиной 1500 м, а также сервисный тоннель диаметром 6 м, расположенный между ними и пять межтоннельных сбоек, сооружаемых через каждые 250 м.

Для безопасного сооружения сбоек в сложных гидрогеологических условиях проектом сооружения тоннелей предусмотрено предварительное закрепление грунтов инъекционными способами и способом искусственного замораживания.

Инъекционное укрепление грунтов (водонасыщенные песчаные и супесчаные грунты с глинистыми прослойками и гидростатическим давлением до 0.2 МПа) осуществлялось методом струйной цементации в сочетании с инъекцией цементными растворами и инъекцией ОТДВ «Микродур».

Выбор способа обоснован сложным разнородным геологическим разрезом: в верхней части – водонасыщенная супесь текучей консистенции с прослоями суглинков; в средней – суглинок полутвёрдый; в нижней – глина тяжёлая, полутвёрдая, сильнонабухающая. Для закрепления грунтов использовался метод циркуляции в трубах замораживающих колонок холодоносителя (водного раствора хлористого кальция), охлаждённого до -20°C .

Эффективны также кессонные способы проходки выработок при создании избыточного давления воздуха в призабойной зоне. В этом случае породы приконтурного массива постоянно находятся в условиях объёмного напряжённого состояния, а это резко изменяет в сторону увеличения их прочностные и деформационные свойства.

Возможно также искусственное снижение деформационных характеристик приконтурного массива с целью снижения величин действующих напряжений.

В качестве примера приведём метод активного управления геомеханическим состоянием массива пород в окрестности одиночной пластовой подготовительной выработки в сложных горно-геологических условиях. Метод основан на безполостной релаксации напряжений до уровня, не превышающего предела прочности массива, вмещающего выработку. Релаксацию напряжений предлагается производить за счет раскрытия природных и образования техногенных трещин при воздействии рабочей жидкости, например водных растворов ПАВ, на угольный массив в режиме напорной фильтрации (рис. 3.3).

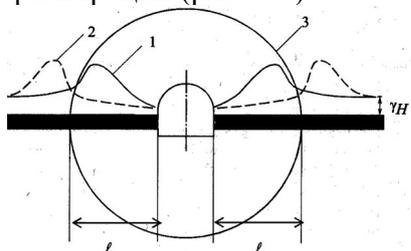


Рис. 3.3. Перераспределение поля напряжений в приконтурной области горного массива до и после разуплотнения краевых частей угольного пласта:

(1 — зона разуплотнения угля краевой части угольного пласта; 1,2 — напряжения в зоне опорного давления до и после разуплотнения угольного пласта, 3 — область разгруженных пород

2. Путём применения мероприятий, направленных на максимальное использование несущей способности пород.

К ним относятся способы проходки выработок, обеспечивающие минимальное разрушение пород вокруг выработок, в частности, ведение взрывных работ методом контурного взрывания, проведение выработок бурением на полное сечение и др.

3. Путём предотвращения изменения свойств пород приконтурного массива под влиянием агентов выветривания.

Для этого в выработках применяют изолирующие виды крепи.

4. Возведение в выработках того или иного вида несущих крепей.

В рамках данной темы по первому направлению детально рассмотрим вопросы выбора устойчивых форм поперечных сечений и их ориентации в пространстве, а по второму – наиболее широко применяемые методы крепления выработок и, частично, методы укрепления приконтурного массива.

3.3. Закономерности изменения напряженного состояния приконтурного массива выработок при их различных положениях в пространстве относительно поля напряжений в массиве пород и преобладающих структурных неоднородностях.

Проведение выработок с физической точки зрения можно представить как образование полости в массиве горных пород, обладающем определёнными свойствами и начальным (или естественным) полем напряжений. При этом вокруг выработки - полости формируется новое поле напряжений и смещений, являющееся результатом выемки породы при проведении горных работ.

В настоящее время основные закономерности формирования указанных полей напряжений достаточно детально изучены, разработаны экспериментальные и теоретические методы определения их параметров при условиях, отвечающих различным случаям горнотехнических ситуаций. При этом в большинстве случаев решения получены в предположении идеально упругого деформирования массива пород. Подобная постановка в малой степени отвечает реальным условиям деформирования массивов, но обладает огромным преимуществом, поскольку результаты определения напряжений являются максимально возможными.

Проследим основные закономерности изменения естественных полей напряжений при проведении горных выработок на простейших примерах.

В частности, простейшей формой сечения горных выработок является круговая. На практике её редко применяют для горизонтальных выработок, но для вертикальных стволов она широко распространена. В этом случае напряжения могут быть выражены весьма простыми формулами:

при равнокомпонентном поле естественных напряжений ($\sigma_1^\infty = \sigma_3^\infty$)

$$\sigma_r = \sigma_1^\infty \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right); \quad (3.1)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_1^\infty \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right);$$

при неравнокомпонентном поле естественных напряжений ($\sigma_1^\infty \neq \sigma_3^\infty$)

$$2 \frac{r^2}{r^4}$$

где σ_3^∞ и σ_1^∞ — компоненты тензора напряжений в нетронутом массиве горных пород; a — радиус сечения выработки; r , θ — текущие полярные координаты.

Как следует из уравнений (3.1) и (3.2), напряжения в любой точке массива пород вокруг кругового сечения определяются соотношением напряжений в нетронутом массиве и координатами данной точки.

Причем в случае равнокомпонентного поля естественных напряжений (например, для вертикальных стволов при действии в массиве только гравитационных сил) коэффициент концентрации тангенциальных напряжений, т.е. коэффициент, показывающий во сколько раз напряжение в данной точке превышает соответствующее напряжение в нетронутом массиве ($K = \sigma_\theta / \sigma^\infty$), в любой точке контура равен максимально $K = 2$ и все напряжения являются сжимающими (рис. 3.4).

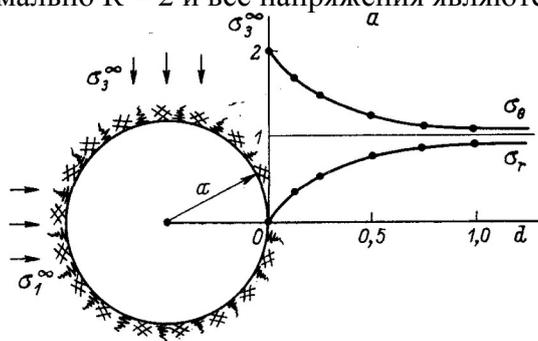


Рис. 3.4. Распределение напряжений вокруг выработки кругового поперечного сечения при равнокомпонентном напряжённом состоянии нетронутого массива ($\sigma_3^\infty = \sigma_1^\infty$).

При неравнокомпонентном поле напряжений ($\sigma_3^\infty \neq \sigma_1^\infty$) на части контура выработки со стороны действия большего из напряжений появляется область растягивающих напряжений, которая тем обширнее, чем больше разница между σ_3^∞ и σ_1^∞ . Сжимающие же напряжения в противоположность этому имеют большие значения со стороны действия меньших нагрузок.

Рассмотрим несколько частных случаев.

1. Выработка горизонтальная. Естественное поле в массиве пород - гравитационное, соответствует гипотезе академика АН СССР А.Н. Динника, т.е. отношение горизонтальной компоненты к вертикальной $\sigma_1^\infty/\sigma_3^\infty = \nu/(1-\nu)$. При $\nu = 0.2$ горизонтальное напряжение $\sigma_1^\infty = 0.25 \sigma_3^\infty$ (рис. 3.5).

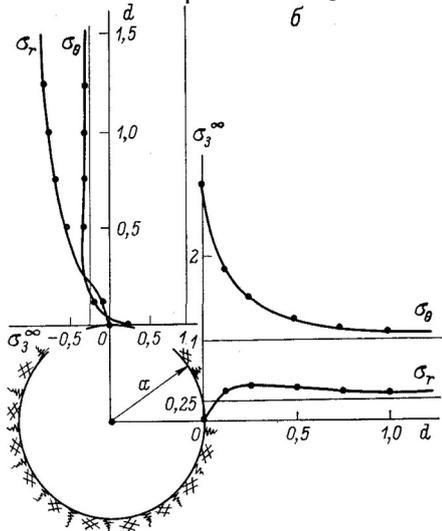


Рис. 3.5. Распределение напряжений в кровле и стенках горизонтальной выработки кругового поперечного сечения при соотношениях компонент тензора напряжений в нетронутом массиве по А.Н. Диннику (при $\nu = 0,2$; $\sigma_1^\infty = 0,25 \sigma_3^\infty$)

В этом случае максимальный коэффициент концентрации напряжений K наблюдается в боках выработки и составляет 2,75. В кровле образуется небольшая зона растяжений.

2. Выработка горизонтальная. Естественное поле в массиве пород - гравитационно-тектоническое, т.е. горизонтальное напряжение $\sigma_1^\infty = 2 \sigma_3^\infty$ (рис. 3.6а) и $\sigma_1^\infty = 10 \sigma_3^\infty$ (рис. 3.6б).

При этом максимальная концентрация напряжений наблюдается в кровле горизонтальной выработки, коэффициенты концентрации составляют соответственно 5 и 29.

Во всех рассмотренных случаях речь идет о коэффициенте концентрации тангенциальных напряжений, поскольку радиальные напряжения на контуре всегда равны нулю, если со стороны контура выработки массив не испытывает противодействия (например, реакции жесткой крепи).

Интересно проследить, как изменяется размер L области влияния выработок, т. е. другими словами, на каких расстояниях от контура выработки напряжения практически не отличаются от соответствующих компонент поля напряжений нетронутого массива.

Вычисления по формулам (3.2) показывают, что для условий равнокомпонентного (гидростатического) напряженного состояния нетронутого массива уже на расстоянии, немногим более трёх радиусов выработки [$L = 1.65d$ (где $d = 2a$)], значения и тангенциальных и радиальных составляющих отличаются от соответствующих компонент напряжений в нетронутом массиве не более, чем на 5%.

Для других условий нагружения наблюдаются существенные различия в скорости затухания компонент напряжений σ_θ и σ_r по мере удаления от контура выработки. При

этом, как правило, быстрее затухают те компоненты, которые имеют большие коэффициенты концентраций на контуре.

Так, при $\sigma_1^\infty = 0.25 \sigma_3^\infty$ наиболее быстро затухает тангенциальное напряжение σ_θ в стенке выработки, уже на расстоянии $L = 1.35d$ от контура оно отличается на 5% от значения такового в нетронутом массиве. Остальные компоненты (в том числе и в кровле) затухают медленнее, и указанный уровень достигают лишь на расстоянии $L = 2.75d$.

При $\sigma_1^\infty = 2 \sigma_3^\infty$ и $\sigma_1^\infty = 10 \sigma_3^\infty$ тоже быстрее затухают σ_θ в кровле, исходя из этого, радиальная протяженность области влияния выработки составляет соответственно $L = 1.5d$ и $L = 1.25d$. Медленнее затухают радиальные составляющие напряжений. В частности, в стенке значение σ_r в первом случае отличается на 5% от уровня соответствующей компоненты нетронутого массива на расстоянии $L = 2.5d$ от контура. Особенно медленно уменьшаются радиальные составляющие в кровле во втором случае ($L = 7d$).

Таким образом, размеры зоны влияния выработок существенно зависят от степени равномерности начального поля напряжений и минимально, при наиболее благоприятном случае, для круговой формы сечения составляют около полутора диаметров.

Представляет практический интерес характер распределения напряжений в массиве в сторону забоя выработки. В данном случае напряженное состояние массива уже нельзя отождествлять с распределением напряжений в плоскости продольного сечения выработки и необходимо рассматривать пространственную задачу. Результаты исследований свидетельствуют, что в самом простом случае, если конфигурацию забоя представить приближённо полусферой, а начальное поле напряжений в массиве является равнокомпонентным (гидростатическим) $\sigma_1^\infty = \sigma_2^\infty = \sigma_3^\infty$, компоненты напряжений определяются формулами в сферической системе координат ($\theta; r; \varphi$)

$$\sigma_\theta = \sigma_\varphi = \sigma_1^\infty [1 + a^3 / 2 r^3] \quad (3.3)$$

$$\sigma_r = \sigma_1^\infty [1 - a^3 / r^3].$$

В этом случае (рис. 3.7) размеры зоны влияния и значения коэффициентов концентрации существенно меньше, чем для плоской постановки. В частности, уже на расстоянии $L=0,8 d$ от контура выработки компоненты напряжений весьма мало отличаются от таковых в нетронутом массиве, а коэффициент концентрации тангенциальных напряжений на контуре $K = 1,5$.

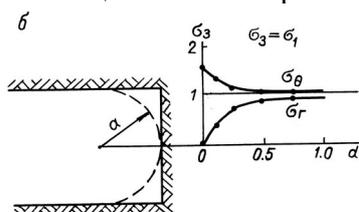


Рис. 3.7. Распределение напряжений вокруг забоя выработки кругового поперечного сечения.

Чтобы проследить, как изменяются напряжения в массиве пород в зависимости от формы сечений выработок, рассмотрим случаи, когда выработки имеют эллиптические, прямоугольные и сводчатые поперечные сечения.

В практике горного дела эллиптическую форму поперечного сечения иногда применяют для вертикальных стволов.

На рис. 3.8 представлены графики напряжений вокруг эллиптического отверстия с отношением осей $a/b = 2$, при тех же соотношениях компонент начального напряженного состояния, как и для круговой формы сечения выработок.

Из сопоставления графиков на рис. 3.5; 3.6; и 3.8 следует, что в целом характер распределения напряжений вокруг эллиптического отверстия подобен таковому при круговом сечении. Однако коэффициенты концентрации тангенциальных напряжений σ_θ отличаются от соответствующих им коэффициентов при круговой форме.

По сравнению с круговой формой сечения выработок эллиптическое сечение характеризуется несколько большими скоростями затухания напряжений по мере удаления в сторону массива, т. е. меньшей областью влияния. В частности, для наиболее благоприятных случаев, размеры области влияния эллиптического сечения составляют около 1.2 большого диаметра (разница между напряжениями на границе области влияния и в нетронутом массиве не превышает 5%).

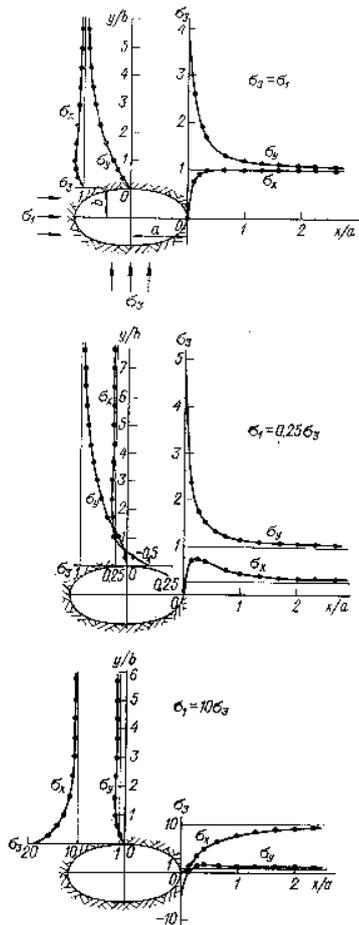


Рис. 3.8. Распределение напряжений в стенках выработки эллиптического поперечного сечения с соотношением осей $a/b=2$ при различных компонентах тензора напряжений в нетронутом массиве.

На напряжения вокруг выработки эллиптического сечения влияют соотношение полуосей сечения и (что особенно важно) ориентировка осей сечения в поле напряжений σ_1^∞ и σ_3^∞ нетронутого массива.

Фактически, это один из элементов управления состоянием приконтурного массива вокруг выработок в случае их эллиптического сечения:

Максимальная устойчивость выработки достигается при соблюдении равенства $a/b = \sigma_3^\infty / \sigma_1^\infty$ и при расположении большей оси сечения по линии действия наибольшего из напряжений в нетронутом массиве.

Это необходимо иметь в виду при проектировании горных выработок, выборе их оптимальных направлений и ориентации поперечного сечения.

Отмеченные закономерности можно проследить и при рассмотрении графиков напряжений вокруг сечений выработок прямоугольной и сводчатой формы (рис. 3.9). Однако в этих случаях напряжения уже не могут быть представлены в виде элементарных уравнений, и их вычисляют с помощью более сложных математических методов.

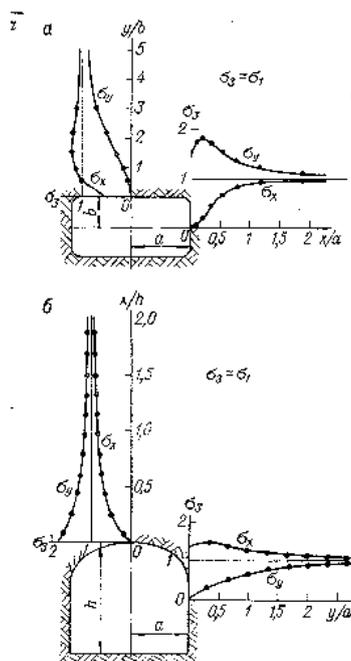


Рис. 3.9. Распределение напряжений в стенках выработки прямоугольной (а) и сводчатой (б) форм поперечного сечения.

Если в качестве модели массива применяется упругая анизотропная модель, в частности, модель трансверсально-изотропного тела, то характер распределения напряжений вокруг выработок изменяется.

В настоящее время разработана теория упругости анизотропной среды, позволяющая вычислять напряжения вокруг отверстий различной конфигурации, однако лишь отдельные решения доведены непосредственно до числа. При этом имеющиеся данные об анизотропии упругих свойств пород свидетельствуют о незначительных отличиях значений напряжений вокруг выработок в анизотропных массивах от изотропного случая.

Теоретические работы о распределении напряжений в физически нелинейных упругих средах показывают, что при этом коэффициенты концентрации напряжений вокруг отверстий различной формы, в отличие от случая линейного деформирования, существенно зависят от упругих характеристик среды и значений внешних нагрузок.

Физическая нелинейность среды приводит к более равномерному распределению напряжений возле отверстий вследствие понижения коэффициента концентрации напряжений в наиболее нагруженных точках сечения. К выравниванию поля напряжений вокруг выработок приводит, в частности, и пластическое деформирование пород. Если породы проявляют пластические свойства, непосредственно вокруг контура выработки формируется область пластических деформаций.

Таким образом, как уже указывалось, упругие решения можно рассматривать как верхний предел возможных напряжений в реальных массивах горных пород, обеспечивающий некоторый запас в инженерных расчётах. Величина этого запаса тем большая, чем больше реальные свойства массива отличаются от свойств идеально упругой среды.

На современных горных предприятиях лишь сравнительно небольшая часть выработок — одиночные, которые не испытывают влияния соседних выработок. Это обычно капитальные выработки — вскрывающие (стволы, штольни) и подходные (квершлагги, уклоны и др.) и в меньшей степени подготовительные. Большую же часть выработок проводят на небольших расстояниях друг от друга, определяемых параметрами применяемой системы разработки. В результате взаимного влияния напряженное состояние пород вокруг таких выработок существенно изменяется.

Теоретическое определение напряжений вокруг системы сближенных выработок является более сложной задачей, чем для одиночной выработки, но и в этом случае могут быть применены методы теории упругости, разработаны также и приближенные методы решения подобных задач.

Результаты теоретического изучения, а также практический опыт проведения и эксплуатации горных выработок позволяют заключить, что напряжения вокруг взаимовлияющих выработок зависят от их размеров, конфигурации, размеров целиков между ними, пространственного расположения по отношению друг к другу, от числа сближенных выработок, а также от параметров начального поля напряжений в нетронутом массиве.

Прежде всего, рассмотрим достаточно простой случай, когда на близком расстоянии друг от друга в массиве пройдены две одинаковые параллельные выработки с поперечными сечениями круговой формы (рис. 3.10, 3.11).

Очевидно, что взаимное влияние выработок теоретически начнет сказываться, когда расстояния между их контурами будет меньше трех диаметров.

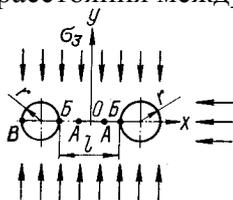
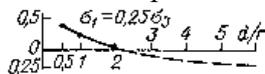


Рис. 3.10. Тангенциальные напряжения σ_θ (в долях σ_3) в стенках (точка Б) сближенных выработок на одном горизонте в зависимости от ширины целика между ними при различном напряженном состоянии нетронутого массива.



Существенную роль играет ориентация максимального главного сжимающего напряжения нетронутого массива по отношению к системе выработок. Если оно действует вдоль линии центров сечений выработок, то при сближении выработок концентрация напряжений в целике убывает (при $\sigma_1 = 10\sigma_3$ на рис. 3.7). Если же оно направлено перпендикулярно к линии центров, то концентрация напряжений в целике возрастает (при $\sigma_1 = 0,25\sigma_3$ на рис. 3.7 и $\sigma_1 = 10\sigma_3$ на рис. 3.8).

Отсюда ещё один элемент управления состоянием массива:

в массивах с негидростатическим распределением напряжений или при ярко выраженной анизотропии упругих свойств пород парные сближенные выработки целесообразно располагать таким образом, чтобы линия их центров совпадала с направлением наибольшего главного напряжения или с направлением в массиве, по которому модуль упругости имеет максимальное значение (например, для слоистого массива - перпендикулярно к слоистости).

При увеличении числа сближенных выработок отмеченные закономерности сохраняются, изменяются лишь фактические значения действующих напряжений. В частности, в наиболее неблагоприятном случае при условиях, приближающихся к одноосному сжатию поперек линии центров системы из достаточно большого числа выработок, напряжение σ_θ на контуре каждой из них может достигать пятикратного значения по отношению к одиночной выработке (при ширине целика $l=0,2r$).

Особое значение для практики имеет случай, когда поперечные сечения взаимовлияющих выработок существенно различны.

Поскольку область влияния одиночной выработки прямо пропорциональна радиусу сечения выработки, очевидно, что наиболее ощутимо влияние сближенных выработок скажется на распределении напряжений вокруг выработки меньшего сечения. На рис. 3.9 приведены зависимости напряжения σ_θ на контуре выработки меньшего сечения в точках

А и Б от размера целика между сближенными выработками при фиксированном отношении радиусов их сечений ($R/r = 20$), а также от отношения радиусов R/r при постоянной ширине целика ($l=5r$) в условиях гидростатического напряженного состояния нетронутого массива.

Влияние выработки большего сечения начинает существенно сказываться при ширине целика между выработками $l \geq 1 - 1,5D$ (где $D=2R$). Выработка меньшего сечения на напряжения вокруг выработки большего сечения практически не влияет.

В тех случаях, когда подготовительная выработка попадает в область влияния очистной выработки камерного типа, расстояние, на котором начнет сказываться влияние последней, будет меньшим, чем соответствующие расстояния в рассмотренном примере. Это объясняется существенно меньшими (почти в 2 раза) размерами области влияния изометрической выработки по сравнению с цилиндрической.

Рассмотренные закономерности распределения напряжений вокруг сближенных выработок позволяют заключить, что в большинстве случаев взаимное влияние выработок проявляется в увеличении тангенциальных напряжений σ_{θ} .

Отсюда элементы управления состоянием массива:

На практике стремятся по возможности быстрее миновать зону взаимного влияния выработок, т.е. зону повышенных напряжений, для чего выработки стараются сопрягать под прямым углом.

При проведении сбоек между параллельными выработками или при Т-образном пересечении выработок предварительно делают небольшие засечки в стенках соединяемых выработок, и затем производят сбойку из этих засечек. В этом случае область взаимного влияния также уменьшается, поскольку, напряжения впереди забоя выработок уменьшаются пропорционально кубу расстояния от контура выработки, тогда как со стороны стенок — пропорционально квадрату этого расстояния.

В практике горного дела очень важно иметь представление о распределении напряжений в массивах пород при сложных сочетаниях выработок, целиков, выработанного пространства и дневной поверхности. В таких случаях весьма эффективными оказываются так называемые **численные методы**.

Основным достоинством этих методов является универсальность, применимость для широкого класса случаев и относительная простота вычислений. Их недостатком является большой объем вычислений, однако применение электронно-вычислительной техники позволяет его преодолеть и при достаточной надежности исходных данных обеспечить точность решений, достаточную для практики.

3.4

Если напряжения на контуре выработок вследствие их концентрации превышают пределы прочности пород, происходит разрушение приконтурных участков массива. В результате вокруг выработок образуется зона нарушенных пород. Параметры этой зоны связаны как с природными факторами (действующие напряжения в массиве и свойства пород), так и с технологическими (способ проходки выработки, характеристики крепи, процессы вентиляции и водоотлива выработок и пр.).

В общем случае параметры зоны нарушенных пород вокруг выработок могут быть определены экспериментально или аналитически.

Аналитический подход к определению размеров зоны нарушенных пород, позволяет прогнозировать устойчивость выработок в различных условиях, в том числе на глубинах, еще не вскрытых горными работами. При этом, в первую очередь, необходимо учитывать воздействие статических напряжений, поскольку влияние динамических

нагрузок от взрывных работ в широком диапазоне горно-геологических условий, практически, можно полагать одинаковым, оно приводит к дополнительному ослаблению пород вокруг выработок, для случая скальных массивов это ослабление наблюдается в интервале 20—40 см от контура.

Поскольку горные породы в основной своей массе неодинаково сопротивляются приложенным нагрузкам, их характеризуют, как правило, двумя показателями прочности — пределом прочности на одноосное растяжение [σ_p] и пределом прочности на одноосное сжатие [$\sigma_{сж}$]. В первом случае разрушение происходит под воздействием нормальных (растягивающих) компонент тензора напряжений σ_i и формой разрушения является отрыв. Во втором случае начальной формой разрушения также является отрыв и появление трещин, но после образования так называемой магистральной трещины или поверхности сдвига, дальнейшее разрушение происходит в форме сдвига под действием касательных напряжений τ_i . При этом в конечном итоге, прочность пород удобно характеризовать значениями сцепления [τ_0] и угла внутреннего трения φ_0 . Эти два параметра могут быть определены либо непосредственно из испытаний пород на срез, либо по паспорту прочности. Формой разрушения при этом является относительное смещение (сдвиг) отдельных частей пород.

Вследствие блочного строения массивов горных пород их сопротивление растягивающим напряжениям весьма мало, так что в инженерных расчетах предел прочности пород в массиве на растяжение можно полагать равным нулю. В таком случае область разрушения будет совпадать с областью действия растягивающих напряжений.

Наиболее опасна область растягивающих напряжений в кровле выработки, которая обычно ограничивается некоторой сводообразной кривой. Вследствие этого, как элемент управления состоянием массива

при проведении выработок им стараются придать сводчатую форму сечения, чтобы уменьшить или вообще исключить образование зоны растягивающих напряжений.

При действии в массиве пород вокруг выработки только сжимающих напряжений может иметь место разрушение (раздавливание) структурных блоков (разрушение по поверхностям структурных неоднородностей самого высокого, 4-го порядка), либо, если действующие напряжения относительно невелики, скол по поверхности естественных трещин или других неоднородностей более низких порядков, т. е. разрушение лишь в области контактов структурных блоков. Последний вид разрушения особенно характерен для массивов скальных трещиноватых пород.

В принципе возможны два подхода к расчёту радиальной глубины зон возможных вывалов. Первый, при недостатке данных о структурных особенностях рассматриваемого массива, предусматривает определение максимально возможных областей вывалов в предположении наиболее неблагоприятного расположения гипотетических поверхностей ослабления. Второй — когда в качестве исходных данных используются реальные геометрические параметры систем структурных неоднородностей, определённые по результатам натурных измерений.

На основе рассмотренного подхода может быть произведён выбор наиболее устойчивых форм поперечного сечения выработок.

Традиционные представления о наиболее устойчивых формах поперечных сечений выработок складывались, главным образом, на основе практического опыта проведения работ в условиях малосвязных грунтов или сравнительно непрочных осадочных пород.

Указанным массивам пород в меньшей степени свойственны упорядоченные структурные неоднородности, по своим свойствам они приближаются к сыпучим средам с той или иной степенью связности между отдельными частицами. Этим же массивам более свойственны естественные поля напряжений, обусловленные лишь гравитационными силами. В подобных условиях справедливо полагают, что для вертикальных выработок наиболее устойчивой формой поперечного сечения является круговая, для горизонтальных выработок – тоже круговая, но практически более удобна сводчатая.

Как показывают расчёты с использованием формул (3.8) для условий скальных массивов подобные выводы не всегда являются справедливыми, всё определяется конкретными условиями полей естественных напряжений, реальными параметрами структурных неоднородностей массива пород и геометрическими характеристиками выработок, в частности, их сечений.

Рассмотрим последовательно вертикальные и горизонтальные выработки сначала при условии действия только гравитационных напряжений, а затем и в условиях проявления тектонических сил.

Естественное поле напряжений массива – гравитационное.

Это направление включает различные методы изменения деформационно-прочностных свойств массива окружающих пород, но большинство из них представляют собой специальные технологии проведения выработок (методы искусственного упрочнения пород вокруг выработок – тампонирование, замораживание, кессонные способы проходки, специальные методы ведения взрывных работ, проведение выработок бурением на полное сечение и др.).

Методами воздействия на приконтурный массив с целью направленного изменения его свойств являются и методы возведения различных крепей в выработках, поскольку в настоящее время крепь горных выработок следует рассматривать как активный элемент системы “крепь—массив”. Состояние системы “крепь—массив” (в том числе напряжения, как в массиве, так и в крепи) определяется в равной степени как деформационно-прочностными характеристиками массива окружающих выработку пород, так и самой крепи.

Это наглядно может быть показано на графике (рис. 3.29), где координаты точек пересечения деформационных характеристик крепи с кривой деформирования породного контура выработки определяют значения нагрузки на крепь P и смещения u поверхности выработки и самой крепи при достижении состояния равновесия.

Рис. 3.29. Зависимости нагрузок на крепь от деформационных характеристик пород на контуре выработки и крепи.

I, II — характеристики деформирования крепей различных конструкций; III - характеристика деформирования штанговой крепи.

1,2 - характеристики деформирования пород на контуре выработки до и после установки штанговой крепи.

P_1 и P_2 , u_1 и u_2 - соответственно давления и смещения пород на контуре выработки в зависимости от деформационных характеристик крепи и времени её включения в работу.

Очевидно, при более жестких характеристиках крепи (например, кривая III) точка пересечения на графике будет располагаться выше, а, следовательно, нагрузка на крепь будет больше.

При этом необходимо подчеркнуть, что, если издавна применяемые деревянные, каменные, бетонные, железобетонные и тюбинговые крепи непосредственно не изменяют деформационно - прочностных свойств пород, окружающих выработки, а лишь в определенной степени ограничивают их деформации и предотвращают разрушение, то различные виды анкерной крепи активно влияют (значительно повышают) на предел прочности на растяжение и сцепление пород в приконтурной части массива вследствие введения в породы металлической арматуры и заполнения раскрытых трещин бетоном при железобетонных штангах (кривая деформирования пород после установки штанговой крепи смещается вверх). Этим в первую очередь и объясняется эффективность анкерной крепи, ее быстрое и широкое распространение в горной практике. Также активно (но в меньшей степени, чем анкерная крепь) воздействуют на свойства приконтурного массива набрызг-бетонные виды крепи. В зависимости от характера взаимодействия крепи и пород выделяется несколько режимов.

В частном случае крепь выработки может быть загружена отделившимися от массива небольшими объемами пород. При этом смещения крепи практически не будут влиять на нагрузки на крепь. Подобный режим называют режимом **заданной нагрузки** (рис. 3.30 а).

Если же реактивное сопротивление крепи практически не влияет на перемещения поверхности контакта крепи с породой, такое взаимодействие называют режимом **заданной деформации**. Оно характерно для участков выработок, подверженных высоким напряжениям, например в зонах опорного давления.

Наиболее часто крепи подготовительных и капитальных выработок находятся в режиме **взаимовлияющей деформации** (рис. 3.30 в). Смещение поверхности соприкосновения крепи с породой зависит в этом случае от сопротивления крепи.

Наконец, в практике возможны случаи, когда крепь работает в **комбинированном режиме**, например, одновременно в условиях взаимовлияющей деформации и заданной нагрузки (рис. 3.30 г).

Выделение основных режимов взаимодействия крепи массива пород позволяет в каждом конкретном случае определять наиболее вероятный режим работы крепи и в соответствии с этим рассчитывать и выбирать ее параметры.

Например, как показывают результаты исследований устойчивости капитальных и подготовительных выработок в условиях скальных трещиноватых массивов, крепи выработок в этом случае, как правило, работают в режиме заданной нагрузки и испытывают незначительное давление, обусловленное весом отделившихся структурных блоков или их частей, потерявших связь с массивом в результате скола или отрыва по

поверхностям естественных трещин. В таких условиях крепь должна удовлетворять требованиям:

а) быть ограждающей, а не грузонесущей конструкцией, предотвращающей образование заколов и выпадение породы в выработку;

б) изолировать стенки от воздействия агентов выветривания, так как при выветривании ускоряются процессы разрушения приконтурного массива пород;

в) обеспечивать упрочнение связей между отдельными блоками массива.

Этим требованиям наиболее полно удовлетворяет комбинированная крепь из железобетонных анкеров с набрызгбетонным покрытием стенок и кровли выработок.

В случае применения крепей, способных оказывать противодействия на окружающий выработку массив (режим взаимовлияющей деформации массива и крепи, рис. 3.30 в) резко изменяются условия деформирования пород. Даже весьма небольших усилий, развиваемых распорными крепями, часто бывает вполне достаточно для того, чтобы значительно повысить прочностные характеристики массива пород вследствие перевода их из плоского напряженного состояния в объёмное.

Аналогичную роль оказания противодействия на породы приконтурного массива выполняют буровые растворы при проведении и поддержании буровых скважин, которые по ряду своих характерных признаков могут служить в известном смысле моделями горных выработок. При этом весьма существенно, чтобы плотность бурового раствора, а следовательно, и противодействие, оказываемое им на породы в стенках скважин, тесно увязывались с начальным полем напряжений в массиве и свойствами пород для предотвращения в приконтурном массиве возникновения растягивающих напряжений.

Разработано очень много различных подходов и методов расчёта крепей горных выработок. При этом видоизменялись и совершенствовались типы и конструкции крепей, находили применение новые материалы, изменялась технология возведения крепей. Всё многообразие применяемых крепей и их методов расчёта невозможно осветить в этой лекции, да это, наверное, и нецелесообразно. В этой связи остановимся лишь на самых распространённых типах крепей выработок, особенностях их конструкций и основных принципах расчётов.

Крепи вертикальных выработок.

Для крепления вертикальных выработок – стволов шахт, восстающих и шурфов - применяют различные материалы.

Капитальные шахтные стволы, имеющие срок службы, равный сроку службы шахт или рудников, т.е. 50-60 лет и более, крепят бетонной, железобетонной, а в сложных гидрогеологических условиях – стальной или чугунной крепью.

Разведочные шурфы, восстающие выработки, стволы шахт с небольшим сроком службы крепят деревом.

Капитальные шахтные стволы при бетонной, каменной, металлической (тюбинговой) крепи имеют круговую форму сечений, вертикальные выработки с деревянной крепью – прямоугольную форму. Эллиптическая или криволинейная форма может быть придана стволу в особых случаях, когда производят реконструкцию ствола и деревянную крепь заменяют каменной или бетонной.

Ствол шахты состоит из трёх основных частей – устья, собственно ствола и зумпфа.

Крепь устья выполняется усиленной конструкции, так как она нередко служит фундаментом для станка надшахтного копра.

Ствол принято разделять на отдельные звенья посредством опорных башмаков, на которые укладываются опорные венцы. Назначение опорных венцов состоит в восприятии нагрузки от веса крепи в пределах одного звена. Высота звеньев принимается 30-50 м и увязывается со стратиграфическим разрезом: опорные венцы приурочивают к более прочным породам. При деревянной крепи высоту звена принимают меньше – 5-15 м.

Деревянная крепь стволов состоит прямоугольных венцов. Венец состоит из четырёх элементов, изготовленных из брусьев или брёвен, связанных между собой посредством той или иной врубки. Венцовая крепь подразделяется на три вида:

- венцовая крепь на стойках,
- сплошная венцовая крепь,
- подвесная венцовая крепь.

Венцовая крепь на стойках является простейшим и достаточно экономичным видом крепи, применяется для крепления шурфов различного назначения - вентиляционных, разведочных, восстающих выработок и др. (рис.3.31).

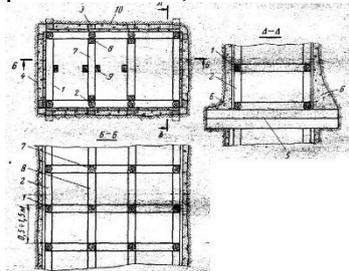


Рис.3.28. Венцовая крепь на стойках.

1 - венец, 2 - стойка, 3 - клин, 4 - затяжка, 5 - основной венец, 6 - вруб для заделки основного венца, 7 - расстрел, 8 - вандрут, 9 - проводник, 10 - забутовка.

В деревянной конструкции крепи выделяют элементы, относящиеся к собственно крепи (венцы, стойки, затяжки), и элементы армировки (вандруты, расстрелы, проводники, лестничные полки и лестницы). Расстрелы в совокупности с вандрутами являются усиливающими элементами крепи и служат в основном для подвески проводников – направляющих для подъёмных сосудов.

Венцы устанавливают с интервалом 0.5-1.5 м в зависимости от крепости боковых пород. Между венцами устанавливают несколько стоек, фиксирующих взаимное положение. Стойки устанавливают обязательно по углам и дополнительно по одной - две стойки между длинными элементами крепи. Пространство между венцами затягивается облопами или досками.

Сплошная венцовая крепь. Применяется в тех же выработках, что и венцовая крепь на стойках, но только при более слабых породах или при более продолжительном сроке службы выработки. Венцы укладываются один на другой вплотную в виде сруба. Армировка при сплошной венцовой крепи ничем не отличается от армировки при венцовой крепи на стойках.

Подвесная венцовая крепь (рис. 3.32). Отличается от крепи на стойках тем, что её можно возводить в направлении сверху вниз. Венцы подвешивают один к другому с помощью крючьев, на концах которых имеется резьба. При этом обеспечивается достаточная жёсткость всей конструкции.

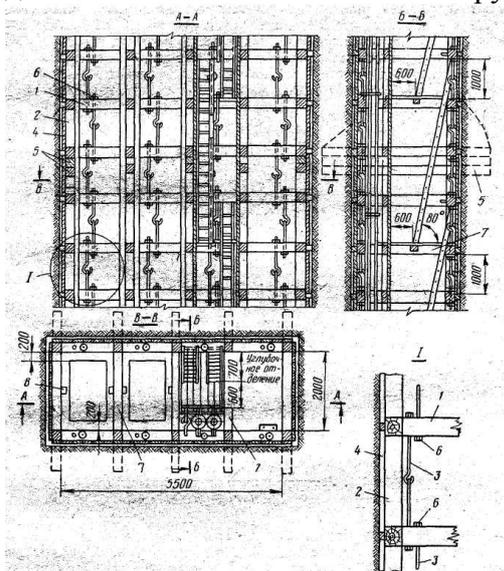


Рис. 3.32. Подвесная венцовая крепь.

1 – венцы, 2 – стойки, 3 – крючья для подвески, 4 – затяжки, 5 – основной венец, 6 – гайки подвесок, 7 – расстрелы, 8 – проводники.

При расчётах каких-либо конструкций на прочность можно выделить несколько этапов:

Первым этапом всегда являются определения возможных нагрузок.

Второй этап - вычисления напряжений в отдельных элементах конструкций.

Третий этап - сравнение величин возможных напряжений с предельными деформационно-прочностными параметрами материала конструкций.

Четвёртый этап – подбор размеров элементов конструкций таким образом, чтобы был обеспечен определённый запас в соотношениях действующих напряжений и прочностных характеристик материала конструкций.

В конкретных методах расчёта часто эти этапы совмещаются или представляются в неявном виде, но, так или иначе, они всегда присутствуют и могут быть выделены.

Не являются исключением и методы расчёта деревянной венцовой крепи вертикальных стволов. При этом расчёты выполняются для наиболее нагруженного сечения, в данном случае для максимальной глубины ствола. В качестве возможных максимальных нагрузок принимается наибольшее давление боковых пород.

При этом можно считать, что элементы венца работают, главным образом, на изгиб, как балки на двух опорах. Полагая нагрузку на балку равномерно распределённой, из уравнения изгибающего момента находят параметры – длину и размеры поперечных сечений элементов венца.

Дополнительно элементы опорного венца рассчитываются на смятие опорной поверхности и поперечный изгиб от приходящегося на него веса звена крепи, и также устанавливаются размеры поперечных сечений опорных венцов.

При расчёте подвесной крепи производят также расчёт подвесок из условия удержания веса звена крепи.

Бетонная крепь имеет преобладающее распространение при сооружении стволов шахт. Крепь из монолитного бетона представляет собой цилиндр с толщиной стенки от 200 до 600 мм и внутренним диаметром от 4.5 до 8 м. Благодаря плотному контакту с боковыми породами бетонный цилиндр работает в сравнительно благоприятных условиях нагружения и поэтому обладает высокой грузонесущей способностью 30-40 тс/м². Бетонная крепь долговечна, обладает хорошими аэродинамическими качествами, огнестойка.

Подбором соответствующего состава и применением специальной технологии возведения, включающей тампонаж боковых пород, можно получать крепи с повышенной водонепроницаемостью.

Марка цемента выбирается исходя из ожидаемых нагрузок и с учётом принятой технологии возведения крепи.

При возведении крепи снизу вверх в неподвижной опалубке марка берётся не ниже 150.

При возведении сверху вниз вслед за подвиганием забоя в специальной створчатой опалубке пребывание бетона в опалубке обычно составляет всего несколько часов, поэтому требуется применение быстротвердеющего бетона марок 200-300. Благодаря хорошему сцеплению бетона с породными стенками, отличающимися значительными неровностями, обычно отпадает необходимость в опорных венцах.

Однако при сложных горно-геологических условиях опорные венцы являются необходимым элементом крепи. Расстояния между опорными венцами в зависимости от конкретных условий принимают в пределах 30-50 м.

При сооружении бетонной крепи, а также во время её эксплуатации вредное влияние на качество бетона оказывает вода, особенно, если она является агрессивной. Вода вымывает из бетона вяжущий материал, а потому при наличии больших притоков предусматривается предварительный, а иногда и последующий тампонаж боковых пород.

Каменная крепь - из кирпича, бетонитов – была до недавнего времени довольно широко распространена, но в настоящее время её применяют редко.

Каменную крепь возводят снизу вверх звеньями.

Если каменную крепь возводят из кирпича, то её толщина обычно составляет полтора, два с половиной кирпича (38-64 см). Закрепное пространство необходимо забучивать породой и заливать жидким раствором. Если крепь - из бетонитов, то их

размеры увязывают с расчётной толщиной крепи и потому укладывают в один ряд. Благодаря большим размерам бетонитов, в крепи меньше швов, её непроницаемость выше, трудоёмкость возведения ниже.

Преимуществом каменной крепи из бетонитов является более высокое качество бетона благодаря лучшей технологии их приготовления на полигоне по сравнению с монолитным бетоном непосредственно в стволе. Кроме того, при возведении каменной крепи не требуется опалубки, а время её полного ввода в работу – практически сразу же после возведения.

Недостатками каменной крепи являются высокая стоимость, большая доля ручного труда и практическое отсутствие средств механизации.

Монолитную железобетонную или сборные крепи применяют при наличии неравномерных или высоких нагрузок, которые могут встретиться в особо сложных горно-геологических условиях, например, при крутом залегании пород, при пересечении стволом горизонтов с напорными подземными водами, в условиях активных деформаций боковых пород и др.

Монолитная железобетонная крепь сооружается с несколькими рядами рабочей арматуры, располагаемой горизонтально на расстоянии по высоте 15-25 см (рис. 3.33). Наилучшей рабочей арматурой является горячекатаная сталь периодического профиля размером 12-30 мм. Бетон используется высокой марки (300 и выше) с высокой пластичностью.

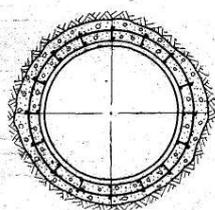
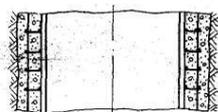


Рис.3.33. Крепь из монолитного железобетона.

Крепь из монолитного железобетона – дорогая, отличается большой трудоёмкостью при возведении, поэтому с конца 50-х годов более широкое распространение в практике шахтного строительства получила сборная крепь из железобетонных тубингов. Широкое распространение получили два типа ребристых железобетонных тубингов – тубинги ВНИИОМШС и СТК, которые отличаются друг от друга весом и конструктивными деталями (рис. 3.34), а также чугунные тубинги.

конструкции

Сцепление
массива
раствора,
мере сооружения
путём чеканки их
нанесения на
мастики.

В 60-х
вертикальных
технологией
трубам

Для
деформаций

месторождений или при воздействии очистных работ, применяют многослойные крепи. При этом для нормальной работы крепи необходимо, чтобы крепи не имели жёстких связей с деформирующимся массивом, а могли бы деформироваться в соответствии с возникающими усилиями без разрушения конструкций. С этой целью применяют так называемые свободные или скользящие крепи, особенностью которых является наличие в конструкции слоя вязкого или сыпучего заполнителя, отделяющего внутреннюю несущую часть крепи от массива пород или же от внешней части крепи, жёстко связанной с массивом.

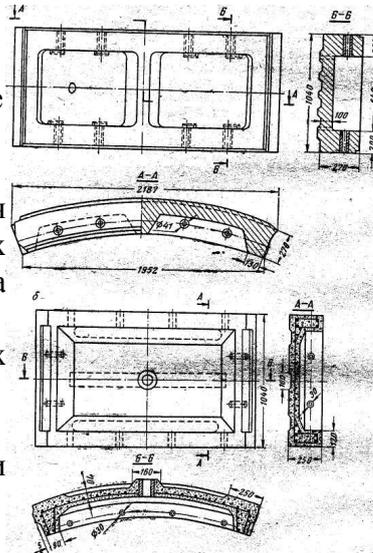


Рис. 3.34. Железобетонные тубинги ВНИИОМШС (а) и СТК (б).

тубингов с породами окружающего обеспечивается за счёт тампонажного нагнетаемого в закрепное пространство по ствола. Гидроизоляция швов производится раствором из расширяющегося цемента или стыкуемые поверхности слоя специальной

годах применение сборных крепей для стволов сократилось, т. к. было вытеснено монолитного бетона со спуском бетона по применением створчатой опалубки.

стволов, находящихся в зоне активных боковых пород, в частности, при осушении

Внутренняя грузонесущая конструкция выполняется из тюбингов или железобетона, наружный цилиндр – из бетона, кирпича, бетонитов.

Подобные конструкции применяют за рубежом, однако в нашей стране они пока не получили распространения.

Наряду со скользящими конструкциями крепей для стволов в условиях деформирующихся массивов имеются предложения по организации в стволах специальных узлов податливости в местах ожидаемых максимальных деформаций.

В отношении методов расчёта бетонных, железобетонных и тюбинговых конструкций крепей необходимо отметить следующее.

Ко всем этим типам крепей, несмотря на их различия, фактически может быть применена одна расчётная схема – кольцо, нагруженное той или иной нагрузкой. В простейших случаях равномерно распределённой нагрузки используют известную формулу Лямэ:

$$D = R \left(\sqrt{\frac{[\sigma_{ж}]}{[\sigma_{ж}] - 2p}} - 1 \right), \quad (3.10)$$

$$[\sigma_{ж}] - 2p$$

где D – искомая толщина крепи, см; R – радиус ствола в свету, см; $[\sigma_{ж}]$ – предел прочности материала крепи, кгс/см²; p – расчётное напряжение, обусловленное давлением боковых пород на крепь, кгс/см².

При расчётах варьируют обычно материалом крепи с разными прочностными показателями таким образом, чтобы получить толщину крепи в пределах 300-500 мм. Так при пересечении стволом достаточно устойчивых пород можно принять невысокую марку бетона при желаемой толщине крепи. В случае встречи более слабых при дальнейшем продвижении ствола пород вместо увеличения толщины крепи, по соображениям технологии более целесообразно перейти на бетон более высокой марки.

Вообще же следует отметить, что в связи с тем, что в настоящее время достаточно сложно прогнозировать величины ожидаемых нагрузок на крепи стволов со стороны массива вмещающих пород, расчёты крепей стволов часто носят формальный характер и содержат элементы субъективизма.

Об этом, например, свидетельствует тот факт, что на рудниках Кольского полуострова пройдено большое количество капитальных вертикальных выработок, в которых используются, практически, все виды крепей – деревянные, монолитный бетон, железобетонные и чугунные тюбинги, в то время как горно-геологические условия представлены скальными массивами с достаточно высокой прочностью слагающих пород, интенсивно ослабленных структурными неоднородностями различных порядков и с различным естественным напряжённым состоянием. Отмеченные особенности скальных массивов не в полной мере учитывались в принятых проектных решениях, что привело во многих случаях к назначению крепей неоптимальных конструкций, в частности, с излишним запасом прочности.

О проекте крепи ствола из ж/б анкеров и набрызгбетона (рис.).

Крепи горизонтальных выработок.

Рассмотрим основные типы крепей горизонтальных горных выработок и методы их расчёта на примере практической деятельности рудников ОАО «Апатит».

Горно-геологические и геомеханические условия работы рудников ОАО «Апатит» отличаются большой сложностью, здесь находят применение, практически, все виды крепей, применяемые в настоящее время в горной промышленности. Кроме того, проведенный на подземных рудниках ОАО «Апатит» комплекс исследовательских и опытно-промышленных работ по изысканию нетрудоёмких, надёжных и эффективных способов и средств крепления и поддержания горных выработок позволил сформулировать и реализовать современные подходы к вопросам крепления на основе представлений о иерархично-блочном строении массивов пород. Главным направлением при этом являлось максимальное использование собственной естественной несущей

способности массива пород, обусловленной в большой степени связями по контактам структурных блоков и, как результат, применение оптимальных видов крепи, в частности, значительное расширение области применения облегчённых крепей. Исходя из этого, опыт эксплуатации рудников ОАО «Апатит», в том числе, крепления и поддержания горных выработок обладает максимальной степенью общности.

На рудниках ОАО «Апатит» в настоящее время находят следующие способы крепления и поддержания горных выработок:

1. Деревянная и дерево - металлическая крепь.

подвесная крепь деревянная;

дверной оклад неполный с деревянной затяжкой и/или забутовкой.

рамная металлическая крепь с деревянной затяжкой.

2. Бетонная и железобетонная крепь.

монолитный бетон;

набрызг-бетон;

полимерцементный набрызг-бетон;

армированный набрызг-бетон.

3. Анкерная крепь.

железобетонная штанговая крепь;

сталеполимерная штанговая крепь;

комбинированная крепь: штанги + металлическая сетка;

4. Смолоинъекционное упрочнение.

Рассмотрим последовательно условия применения, конструктивные особенности, методы расчёта и технологию возведения каждого из перечисленных видов крепи.

1. Деревянная и дерево - металлическая крепь.

Деревянную крепь целесообразно применять для поддержания пород в сильнотрещиноватых, раздробленных породах, в частности, в пределах окисленных зон небольшой мощности, а также в других случаях, когда использование упрочняющих типов крепи по технико-экономическим причинам нецелесообразно.

Подвесная деревянная и деревометаллическая крепь может применяться в сильнотрещиноватых, раздробленных породах при наличии устойчивых стенок выработки.

Металлическая крепь с деревянной затяжкой обладает высокой несущей способностью, что расширяет область ее применения по сравнению с деревянной крепью.

Дерево применяется в качестве грузонесущих элементов крепи (стойка, верхняки), затяжки, забутовки и для вспомогательных целей (опалубка для возведения бетонной крепи). Для возведения крепежных рам применяются бревна из хвойных пород. Для затяжки и забутовки может применяться подтоварник, обаполы и бревна.

Технологические особенности возведения деревянных и деревометаллических крепей:

Крепежные рамы устанавливаются сплошную или вразбежку. При креплении вразбежку расстояния (L) между рамами при фиксированных размерах верхняков (диаметре d при круглом сечении), или размеры верхняков при фиксированном шаге установке рам определяют по формулам вида (3.11) и (3.12) для расчёта балочных конструкций:

$$K d3 [\sigma]и$$

$$L=----- (3.11)$$

$$y \ln B2$$

$$y \ln B2 L$$

$$d3=N----- (3.12)$$

$$[\sigma]и$$

Здесь K и N – некоторые коэффициенты, B – пролёт выработки, l_n – величина нарушенной зоны, $[\sigma]_и$ – допустимое напряжение на изгиб материала верхняка (для сосны $[\sigma]_и = 10$ МПа, для стали – 160 МПа)

Параметры нарушенной зоны устанавливаются путём инструментальных измерений или расчётом по данным изучения трещиноватости и размеров выработок.

Стойки крепи должны устанавливаться на основании, очищенном до скалы. В сыпучих породах стойки устанавливаются в лунки, глубина которых должна быть не менее 10 см.

Установленная рама расклинивается в боковых породах деревянными клиньями. В тех случаях, когда допущены значительные вывалы, жесткость рамы обеспечивается с помощью металлических скоб.

На верхняки крепи устанавливается сплошная затяжка из обаполов или подтоварника. Пространство между затяжкой и кровлей выработки забучивается подтоварником или бревнами. В слабоустойчивых породах необходимо производить затяжку и забутовку также и боков выработки.

Возведение металлической крепи отличается от возведения деревянных рам способом соединения верхняка со стойками. Устанавливаемые стойки целесообразно скреплять металлическими стяжками с ранее установленными рамами. Это облегчает монтаж крепи, а в дальнейшем повышает жесткость всей системы.

Вместо металлических стоек в исключительных случаях стенки выработки могут быть закреплены бетоном, на который устанавливаются металлические верхняки. Для исключения деформаций косоугольного изгиба при применении в качестве верхняков металлических балок из двутавра или швеллера, верхняки между собой распираются.

В выработках находят также применение подвесные (потолочные) виды крепи, которые состоят из железобетонных штанг, закрепляемых в стенках и кровле выработок, и металлических подхватов или деревянных верхняков.

Пространство между подхватами или верхняками и кровлей выработки забутовывается деревом.

Глубина закрепления железобетонных штанг в массиве определяется паспортом крепления и должна быть не менее 1 м.

2. Бетонная и железобетонная крепь.

Монолитная бетонная и железобетонная крепь обладает высокой несущей способностью, долговечна, огнестойка и может применяться в любых горно-геологических условиях. Рациональная область применения - выработки днища блоков, пройденные в нарушенных породах (окисленных зонах и зонах дробления).

Для производства бетонных работ в подземном руднике используют портландцементы (ГОСТ 10178-76) или быстротвердеющие глиноземистые цементы (ГОСТ 969-77). Марка цемента должна быть не ниже 300. Если бетон предназначен для заполнения пустот или только для придания конструктивным элементам заданной формы, то марка бетона может быть снижена до М 100.

В качестве крупного и мелкого заполнителя при приготовлении бетона можно использовать щебень и отсеvy дробления, получаемые из пустых пород. Применение бедных руд (на ОАО Апатит - содержание P_2O_5 не выше 10%) допускается только для производства мелкого заполнителя.

При ручной укладке бетона фракция щебня должна находиться в пределах 5-70 мм, а при механизированной укладке с помощью пневмобетонукладчиков 5-30 мм.

Толщину бетонного крепления можно определить по формуле:

$$Q \Delta_0 = 5.1 K_3 R \sqrt{\sigma} \quad \text{м, (3.13)}$$

$[\sigma]_с$

где Q – нагрузка на крепь (кгс/м²), отнесённая к 1 м² выработки: $Q = 0.5 \rho l_n$ (при равномерно распределённой нарушенной зоне) и $Q = 1/3 \rho l_n$ (при параболически

распределённой нарушенной зоне), ρ – объёмный вес пород, кгс/м³; l_n – размеры нарушенной зоны м.

R – полупролёт выработки, м; $[\sigma]_c$ – предел прочности бетона на сжатие, марка бетона, кгс/м².

K_3 – коэффициент запаса прочности крепи (для буродоставочных штреков или ортов $K_3 = 1.0$, для откаточных, вентиляционных и материально-ходовых штреков или ортов $K_3 = 1.5$, для скреперных штреков или ортов $K_3 = 1.7$).

Толщина бетонной крепи должна быть не менее 0.5 м для скреперных и буродоставочных, не менее 0.4 м для откаточных и не менее 0.3 м для материально-ходовых и вентиляционных выработок.

Для сокращения сроков схватывания бетона применяются ускорители твердения (в % от массы цемента): хлористый кальций - 3-5%, жидкое стекло - 2-5%, поташ - 1-3%, хлористый натрий - 2-4% и др.

Качество подготовки выработки для возведения бетонной (железобетонной) крепи контролируется участковым маркшейдером. Отклонения в меньшую сторону, вызывающие уменьшение толщины бетонной обделки, допускаются на отдельных участках не более 5 см. Допускаемые отклонения в большую сторону регламентируются в зависимости от назначения выработки и условий выполнения бетонных работ.

Опалубка должна быть строго привязана к горизонтальной в вертикальной осям выработки. Она состоит из грузонесущих элементов (стоек и кружал) и обшивки. Грузонесущие элементы устанавливаются через 0.8-1.0 м и должны быть надежно раскреплены, чтобы исключить смещение крепи. Элементы обшивки должны плотно прилегать друг к другу, чтобы исключить вытекание цементного молока.

В нарушенных (окисленных) породах для основания под бетонную крепь должны быть сделаны углубления на 20 см ниже подошвы выработки или дна водосточной канавки.

Бетонирование стен должно производиться участками длиной не более 5 м. Бетонирование сводов на каждом участке должно производиться симметрично от пяты к замку, заходками не более 2 м при ручной укладке и 4-5 м при укладке с помощью бетоноукладчика. Перед началом нового цикла бетонирования поверхность затвердевшего бетона должна быть обмыта и удалены отслоившиеся куски породы.

При ручной укладке бетонная смесь должна быть тщательно уплотнена при помощи пневматических или электрических вибраторов. При механической укладке уплотнения не требуется.

Укладка бетона при температуре ниже +4°C должна производиться с обогревом, на быстротвердеющем цементе или с использованием ускоряющих добавок.

Максимальная дальность подачи бетона с помощью пневмоукладчиков по горизонтали составляет 150 м, по вертикали - 15 м.

При работе бетоноукладчика в выработке, имеющей сквозной проход, с противоположной стороны подачи бетона должен быть установлен аншлаг “Стой! Хода нет”. Подача сжатого воздуха в бетоноукладчик разрешается при удалении людей от места укладки бетона на расстояние не менее 10 м.

При обнаружении деформаций или смещения опалубки укладка бетона должна быть немедленно прекращена. Опалубка должна быть исправлена под руководством горного мастера до начала схватывания бетона. Опалубка демонтируется не ранее чем через 7 дней после окончания укладки бетона.

Бетонная смесь для возведения крепи может готовиться на поверхностных и подземных бетонных узлах, а при небольших объемах работ - на месте возведения крепи.

Если в процессе эксплуатации в бетонной крепи произошло образование трещин, то за этими участками устанавливается постоянное наблюдение. В тех случаях, когда трещины с течением времени расширяются и может произойти обрушение, эти участки перекрепляются

Набрызг-бетонная крепь может применяться в выработках, пройденных в устойчивых и среднеустойчивых породах. Минимальная толщина набрызг-бетона должна быть не менее 3 см, а на участках динамических проявлений горного давления - не менее 10 см. Набрызг-бетонная крепь может быть усилена за счет предварительной установки штанг или армирования слоя набрызг-бетона.

Набрызг-бетон может применяться для ремонта бетонной и восстановления набрызг-бетонной крепи.

При полном соблюдении технологии набрызг-бетон имеет высокую прочность при сжатии ($[\sigma]_c = 200 \div 350$ кгс/см²), хорошее сцепление с породами ($\tau = 12-30$ кгс/см²) и при схватывании создает единую систему «крепь-порода».

Нанесение набрызг-бетона производится специальными машинами. Поверхность выработки, подлежащая креплению набрызг-бетоном, должна быть тщательно промыта напорной водой. Расстояние от сопла до закрепляемой поверхности выработки должно быть в пределах 0.8-1.5 м. Во всех случаях нужно стремиться, чтобы ось сопла была перпендикулярна закрепляемой поверхности выработки. Для получения равномерного слоя набрызг-бетона сопло при работе должно совершать круговые движения.

Для возведения набрызг-бетона состав цементно-песчаной смеси должен быть при марках цемента до 400 - Ц:П = 1:3, свыше 400 - Ц:П = 1:4.

Цементно-песчаные смеси для набрызг-бетона приготавливаются растворомешалкой или вручную. Сухая смесь должна быть использована в течение 4 ч с момента приготовления.

Регулирование подачи воды в сопло производится вентилем для получения необходимой консистенции бетона. При недостаточном смачивании получается большое количество отскока, а при излишнем смачивании бетон на стенках «оплывает».

Толщина набрызг-бетонной крепи рассчитывается по формуле:

$Q_{\text{общ}}$

$$\Delta = 0.5 \sqrt{\frac{Q_{\text{общ}}}{[\sigma]_p}} \text{ м, (3.14)}$$

$[\sigma]_p$

где $Q_{\text{общ}}$ – нагрузка на крепь; $[\sigma]_p$ - расчетная величина сопротивления набрызг-бетона и армированного фиброй набрызг-бетона осевому растяжению (для проектных марок набрызг-бетона 300, 400, 500 соответственно 120, 140, 160 тс/м² при наличии армирования и 100, 120, 140 тс/м² при отсутствии армирования).

Набрызг-бетон наносится слоями на стенки выработки толщиной не более 2-3 см, на кровлю - 1.5-2 см, с таким расчётом, чтобы вес нанесенного материала не превышал силы сцепления его с породой. При применении обычного портландцемента слои повторно наносятся через 18-20 ч. При применении добавок ускорителей схватывания бетона последующие слои набрызг-бетона наносятся в зависимости от рекомендаций, указанных в инструкциях по применению этих добавок.

Крепь из набрызг-бетона возводится на стенках выработки в направлении снизу вверх, а на своде - в направлении от пяты к замку свода.

Крепление в местах, где наблюдается капез воды, должно производиться с применением быстротвердеющих цементов или добавок - ускорителей схватывания бетона.

Полимерцементный набрызг-бетон на основе стабилизированного синтетического латекса по сравнению с обычным набрызг-бетоном обладает повышенным сцеплением с горной породой и снижает потери материала в отскок в 2-3 раза.

Для приготовления водолатексной эмульсии используется герметичная емкость, в которой стабилизированный (в заводских условиях или перед его использованием) синтетический латекс перемешивается с водой до получения раствора однородного состава. Содержание латекса в водном растворе по отношению к массе цемента в сухой набрызг-бетонной смеси составляет 2%.

Водолатексная эмульсия из емкости подается к соплу набрызг-бетонной установки с помощью насоса.

Армированный набрызг-бетон, состоит из цементно-песчаной смеси и произвольно расположенных металлических или других типов волокон (фибр). Применение армированного набрызг-бетона (фибробетона) позволяет повысить сейсмостойкость крепи и её сопротивляемость ударным нагрузкам. В состав смеси армированного набрызг-бетона входит: цемент марки не ниже 300 с расходом 300-400 кг/м³, заполнитель с постоянным гранулометрическим составом при крупности зерен не более 12 мм; фибра до 5-8% от массы цемента.

Особых отличий в технологии нанесения традиционного и армированного набрызг-бетона нет. Наиболее предпочтителен для нанесения армированного набрызг-бетона «мокрый» способ.

При использовании фибробетона рекомендуется первый выравнивающий слой наносить без фибры. Второй несущий слой наносится с фиброй на еще не схватившийся первый слой. При необходимости, в последнюю очередь формируют изолирующий слой без фибры. Интервал между нанесением слоев определяется практически, исходя из сроков схватывания бетонной смеси.

3. Анкерная крепь.

Железобетонные штанги наиболее широко используются при креплении горных выработок, как в России, так и за рубежом, поскольку имеют относительно низкую удельную стоимость установки и несущую способность 5070 кН. Недостаток железобетонных штанг – относительно длительное достижение анкером расчётной нагрузки (обычно до 10 суток). При использовании быстротвердеющих цементных растворов железобетонные штанги воспринимают нагрузку через 1.5÷2 ч.

Полный цикл установки железобетонных штанг, включая бурение шпуров, подачу раствора и введение арматуры, выполняют самоходные установки Robolt 06 фирмы Sandvic с производительностью около 40 анкеров в смену.

Железобетонные штанги имеют высокую прочность сцепления стержня с бетоном ($\tau = 35-60$ кгс/см²) и бетона с боковыми породами ($\tau = 100$ кгс/см²), что позволяет применять их в качестве несущей конструкции практически во всех горно-геологических условиях за исключением окисленных и тектонических зон и обводнённых участков, когда из шпуров поступает вода прерывистыми или постоянными струйками.

В практике работы рудников применяются железобетонные штанги различных конструкций: без опорных плит, с опорными плитами, с высаженной головкой или с резьбой и гайкой и др.

При явно выраженной слоистости пород, когда разрушение ее происходит от нарушения связей между слоями, шпуров под штанги следует располагать вкрест простирания слоев.

Заполнение шпуров цементно-песчаным раствором производится пневмонагнетателем. Шпуров должны полностью заполняться цементно-песчаным раствором.

Цементно-песчаная смесь должна быть однородной по цвету массы, её необходимо использовать в течение 1 ч с момента приготовления. Запрещается применять смесь с попавшим в нее маслом, солидолом и различными органическими примесями.

После заполнения 10-12 шпуров раствором в них вводятся стержни штанг.

Стержни штанг изготавливаются из горячекатаной арматурной стали и периодического профиля диаметром 12-16 мм. Для изготовления стержней железобетонных штанг можно также применять гладкую круглую сталь и обезжиренные пряди стальных канатов.

Если железобетонные штанги применяются в сочетании с металлическими подхватками, то гайки на стержне штанги должны быть затянуты в течение 5-7 дней после их установки.

Сталеполимерная штанговая крепь характеризуется быстрыми сроками вступления в работу. Проведение взрывных работ в непосредственной близости от СПШ практически не снижает их несущую способность даже через несколько часов после возведения.

В комплект сталеполимерной штанги (СПШ) входят арматурный стальной стержень, ампулы с компонентами быстротвердеющего полимербетона и опорная плитка. В качестве арматуры СПШ применяют сталь периодического профиля диаметром 12-16 мм. Ампула представляет собой полиэтиленовый пакет длиной 250-300 мм, диаметром 32-38 мм. Внутри пакета находится синтетическая смола, перемешанная с наполнителем, и пробирка с отвердителем и катализатором. Ампулы изготавливаются на специальной установке и доставляются к месту производства. Досылка ампул с быстротвердеющим полимербетоном в шпур осуществляется при помощи арматурного стержня. В каждом шпуре в соответствии с паспортом крепления размещается от 2 до 5 ампул.

Для предотвращения вытекания полимербетонной смеси из шпура в момент ее перемешивания, на арматурный стержень устанавливается манжета из резины, полиэтилена или другого эластичного материала.

Бурение шнуров производится в строгом соответствии с паспортом крепления. Допустимое отклонение фактического расстояния между штангами от проектного в пределах 15%. Длина шпура под СПШ должна быть больше активной длины штанги на 2-3 см. Диаметр шпура под СПШ составляет 41-43 мм.

При установке штанг стержню сообщается вращательно-поступательное движение специальным устройством, включающим пневматическое сверло на пневмоколонке. Допускается установка штанг телескопным перфоратором через специальную насадку, расположенную на буровой штанге. При этом подачу арматурного стержня следует производить с минимальным усилием.

При применении СПШ в сочетании с металлической сеткой ее навешивают не ранее чем через 3 ч после установки штанг.

На американских рудниках в последние годы широко используется система фрикционного анкера «сплит-сет», разработанная компанией Ingersoll-Rand в восьмидесятых годах. Армирующий элемент системы – стальная тонкостенная трубка, забиваемая с усилием в шпур меньшего диаметра (рис. 3.35).



Рис. 3.35. Конструкция анкера «Split-Set».

В европейских странах с развитой горнодобывающей промышленностью для поддержания горных выработок в неустойчивых, трещиноватых скальных породах все большее распространение получают новые анкерные системы «Swellex», разработанные фирмой «Атлас Копко». Анкеры данной конструкции могут размещаться непосредственно в забое выработки без отставания крепи, чем способствуют ее высокой скорости проходки и повышению безопасности работ.

Анкер представляет собой трубу сложного профиля с разъемом для подключения шланга высокого давления (рис. 3.36). Эти типы анкеров изготавливаются из стальных труб специального профиля.



При установке анкера Swellex™ используется принцип гидрораспора трубки.

Рис. 3.36. Конструкция анкера «Swellex».

Для нагнетания воды используется специальный насос, подающий воду внутрь анкера под давлением 300 атм. При давлении воды на внутренние стенки тела анкера, он раскрывается по всей длине. Установленный в шпуре анкер во время раскрытия передаёт давление воды в массив, тем самым

дополнительно уплотняя его. Эта особенность установки нескольких анкеров в ряд позволяет получить напряжённый свод горной выработки, толщиной сопоставимой с длиной анкера.

Большое преимущество анкеров этой конструкции – они создают в приконтурном массиве тангенциальные напряжения сжатия. Этого не могут обеспечить никакие другие конструкции.

К другой, важной отличительной особенности анкеров Swellex ТМ относится - материал, из которого он изготавливается - это специальная марка стали, позволяющая анкеру удлиниться при воздействии на него горного давления. Величина пластической деформации этой стали составляет не менее 20%.

Расчет штанг на рудниках ОАО «Апатит» производят по схеме, согласно которой штанги прикрепляют породу, расположенную в пределах зоны возможного обрушения к устойчивой зоне породного массива. При этом штанги рассчитываются на восприятие нагрузок, вызванных весом пород в кровле и стенках выработки. Следует заметить, что это наиболее распространённый, но не единственный подход к расчётам параметров штангового крепления. Недостатком этого подхода является неучёт активного воздействия штанг на свойства приконтурного массива пород, в частности, существенное изменение сцепления по контактам структурных блоков.

В рассматриваемом случае длина штанг (м) определяется по формуле:

$$L_{ш} = 1.3 l_n + l_h, \text{ м}, (3.15)$$

где l_h - длина выступающей из шпура части штанги, зависящая от ее конструкции, м; l_n – размеры нарушенной зоны м.

Расстояние между штангами при квадратной сетке их расположения, м:

$$a = 0.63 \sqrt{\frac{P}{Q \mu_y}} \text{ м}, (3.16)$$

где

P - несущая способность штанговой крепи; μ_y - коэффициент условий работы штанговой крепи; $\mu_y = 1$ - для штанг с предварительным натяжением; $\mu_y = 2$ - для штанг без предварительного натяжения.

В качестве расчетной несущей способности штанги P принимается наименьшее из значений, полученных по условиям разрывного усилия стержня P_c , прочности его закрепления в шпуре P_δ и сдвига закрепляющего раствора относительно стенок шпура P_3 .

Несущая способность стержня, кгс:

$$P_c = F_{HT} R_P, (3.17)$$

где F_{HT} - площадь ослабленного сечения стержня, м; R_P - расчетное сопротивление материала стержня растяжению, кгс/м².

Несущая способность стержня из условия прочности его закрепления в шпуре, кгс:

$$P_\delta = \pi d_{ст} \tau_{11} l_3, (3.18)$$

где $d_{ст}$ - диаметр стержня, м; τ_{11} - удельная прочность закрепления стержня, кгс/м²; l_3 - длина заделки = $0.3 l_n$, м.

Несущая способность замка штанги из условия его сдвига относительно стенки шпура, кгс:

$$P_3 = \pi d_{ш} \tau_2 l_3, (3.19)$$

где $d_{ш}$ - диаметр шпура, м; τ_2 - удельное сопротивление сдвигу относительно стенок шпура, кгс/см².

Значения τ_{11} и τ_2 в формулах (3.18) и (3.19) принимаются по специальным таблицам. Для полимербетона в суточном возрасте значения τ_{11} и τ_2 составляют соответственно 11.0 и 15.0 МПа.

Для комбинированной крепи из железобетонных штанг с металлической сеткой величина нагрузки на сетку от возможного локального вывала между железобетонными штангами определяется по формуле:

$$Q = 0.4 a_3 \rho \operatorname{tg} \varphi, \text{ тс}, (3.20)$$

где a - расстояние между железобетонными штангами при квадратной сетке их расположения, м; φ - угол внутреннего трения пород и руд.

Диаметр проволоки сетки рассчитывается по формуле:

$$D = 0.006 a \sqrt{Q}, \text{ м. (3.21)}$$

По диаметру проволоки и принятой ячее выбирается сетка и определяются остальные её параметры.

Толщина набрызг-бетона в комбинированной крепи с железобетонными штангами и металлической сеткой определяется:

$$\delta = 0.065 a \sqrt{Q} \text{ см, (3.22)}$$

Если по расчету получится, что $\delta < 3$ см, то принимается для исполнения 3 см.

4. Смолоинъекционное упрочнение.

Смолоинъекционное упрочнение позволяет полностью предотвратить вывалообразование пород по трещинам и для этих условий применимо как самостоятельный вид крепи. Непременным условием смолоинъекционного упрочнения пород является наличие фильтрующих трещин вблизи контура выработки.

Смолоинъекционное упрочнение приконтурной области массива горных выработок (СИУ) включает в себя следующие технологические операции:

- осмотр состояния установки и рабочего места;
- производство реометрических измерений;
- подготовка компонентов упрочняющих растворов к нагнетанию;
- испытание оборудования;
- нагнетание упрочняющего раствора;
- ежесменный профилактический осмотр и техническое обслуживание установки.

Для упрочнения породного массива используются любые двухкомпонентные системы со следующими характеристиками:

- начальная динамическая вязкость смеси не более 0.1 (кгс)/см²;
- время потери текучести не менее 15 с;
- адгезионная прочность не менее 10 кгс/см².

Для упрочнения апатитовых руд и окисленных пород рекомендуются карбамидные растворы на основе смолы КФ-Ж (ГОСТ 14231-78) и хлорного железа технического (ГОСТ 11159-76).

С целью повышения срока годности рекомендуется хранить карбамидную смолу в условиях низких положительных температур (+6...+10°C) в герметично закрытых емкостях. Хранение хлорного железа следует осуществлять в условиях, исключающих возможность прямого контакта с водой.

Рекомендуемые соотношения компонентов, вес. %:

- смола - 70-74%;
- вода - 19-17%;
- техническое хлорное железо - 7-13%.

Для инъектирования бурятся шпуров диаметром 41-43 мм, пересекающие плоскости основных систем трещин. После бурения обязательно производится промывка на всю глубину шпуров напорной струей воды.

Глубина инъекционных шпуров (м) выбирается по соотношению:

$$L_m = 0.8 + 0.06 I_t, \text{ (3.23)}$$

где I_t - интенсивность пологопадающей мелкоблоковой системы трещин, шт/м.

Средний радиус распространения упрочняющего раствора в массиве пород зависит от интенсивности трещиноватости и в условиях апатито-нефелиновых месторождений составляет 0.5-0.7 м. Угол наклона шпуров принимается в общем случае по нормали к пологопадающей мелкоблоковой системе трещин, допустимое отклонение по величине угла 10°.

Заключение

Расчет напряженно-деформированного состояния нелинейно-упругих сред в зонах влияния выработок является важным этапом в горнодобывающей промышленности. Он позволяет оценить степень риска разрушения породы, определить необходимые меры предосторожности и разработать соответствующие технологии добычи полезных ископаемых. При этом необходимо учитывать особенности конкретной выработки, свойства породы и используемый метод расчета. Под *управлением горным давлением*, или, другими словами, *под управлением состоянием приконтурного массива пород* обычно понимают совокупность мероприятий по регулированию напряженно-деформированного состояния массива горных пород, окружающего горные выработки, в целях обеспечения их безопасной эксплуатации и создания необходимых условий ведения технологических процессов добычи полезных ископаемых.

Список литературы:

- 1) Новик Г.Я., Ржевский В.В. Основы физики горных пород – Недра, Москва, 1978 г., 390 стр., УДК: 622.02 (075.8)
- 2) Авчян Г.М., Матвеев А.А., Стефанкевич З.Б. Физика горных пород – М.: Недра, 1981. – 321 стр.