

ГЛАВА 11

УСТОЙЧИВОСТЬ ЦЕЛИКОВ И ПОТОЛОЧИН КАМЕР

11.1. Общие сведения

11.2. Анализ геомеханической системы «целик-камера»

11.3. Расчет допустимой ширины междукамерных целиков

11.4. Предельные размеры обнажений пород в камерах

11.5. Численное моделирование напряжён- деформированного состояния угольных целиков

При подземной разработке месторождений некоторых полезных ископаемых (калийные соли, уголь, руда и т.д.) сохранность подготовительных очистных выработок, горного предприятия в целом и его частей в значительной мере обеспечивается оставлением в недрах нетронутой части полезного ископаемого или вмещающих пород, так называемых **целиков**.

11.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Назначением целиков, как конструктивных элементов подземной части шахты, является предотвращение развития недопустимых деформаций на поверхности и в окрестности образованных в породном массиве искусственных полостей.

В дальнейшем будем придерживаться следующих обозначений: $h_{ц}$, $b_{ц}$, $d_{ц}$ – соответственно высота, ширина и длина целика, $b_{к}$ – ширина камеры.

По А.А. Борису [4] основными классификационными признаками, позволяющими выделять те или иные группы целиков, являются: назначение, геометрическая форма в плане, соотношение высоты к ширине, структура и расположение в пределах выемочного участка.

По назначению целики делятся на:

а) охранные, оставляемые для охраны различных наземных и подземных объектов от влияния горных работ;

б) барьерные, оставляемые между соседними шахтными полями в качестве ограждений против прорыва воды или газов;

в) междуэтажные, оставляемые между соседними этажами с целью обеспечения их эксплуатационных возможностей;

г) участковые, оставляемые между соседними участками;

д) панельные, оставляемые между соседними панелями;

е) междублоковые, оставляемые между соседними блоками;

ж) уклонные или бремсберговые, оставляемые для обеспечения устойчивости наклонных вскрывающих выработок в течении всего срока их службы;

з) околотрековые, обеспечивающие возможность поддержания подготовительных пластовых выработок (штреков) на срок службы;

и) междуканальные, оставляемые между камерами при камерных и камерно-столбовых системах разработки;

к) специального назначения;

л) прочие.

По форме в плане различают:

а) целики в виде длинных стен $\left(\frac{h_{ц}}{b_{ц}} > 3 \right)$;

б) целики в виде коротких стен $\left(\frac{h_{ц}}{b_{ц}} = 1 \div 3 \right)$;

в) целики в форме квадратных или круглых столбов $\left(\frac{d_{ц}}{b_{ц}} = 1 \right)$.

По отношению высоты целика к его ширине выделяют:

а) низкие $\left(\frac{h_{ц}}{b_{ц}} < 1,5 \right)$;

б) высокие $\left(\frac{h_{ц}}{b_{ц}} > 1,5 \right)$.

По структуре различают целики:

а) однородные;

б) слоистые;

в) составные – состоящие из отдельных частей, ориентированных в направлениях, близких к вертикальной оси целика;

г) сложноструктурные.

В пределах выемочного участка целики могут располагаться:

а) регулярно, образуя неограниченную периодическую последовательность одинаковых по своим размерам и форме междукламерных, околотрековых и иных опорных элементов;

б) периодически, образуя неограниченную периодическую последовательность опорных элементов, имеющих различные размеры и форму на разных участках;

в) беспорядочно, образуя бессистемную совокупность опорных элементов различных размеров и формы.

В зависимости от горнотехнических и горно-геологических условий, применяемой технологии добычи целики или извлекают после отработки основной части полезного ископаемого, или же оставляют в недрах. В первом случае это требует особой организации добычных работ и даже применения специфических систем разработки, во втором – приводит к дополнительным потерям полезного ископаемого. Задача рационального использования недр сводится к задаче оптимизации: как при соблюдении безопасных и экологически приемлемых

условий эксплуатации месторождения с одной стороны, достичь наиболее полной его отработки с другой, обеспечив при этом минимум капитальных и эксплуатационных удельных затрат.

11.2. Анализ геомеханической системы «целик-камера»

Особый интерес представляет группа целиков, предназначенных для поддержания очистных пространств при камерных и камерно-столбовых системах разработки. Это наиболее массовый вид целиков, в которых порой теряется до 60-70 % полезного ископаемого (например, Верхнекамское месторождение калийных солей).

Расчетная схема камерной системы разработки в самом простом ее варианте представляет собой неограниченную периодическую последовательность одинаковых по размерам и очертанию в плане целиков, разделенных камерами (рис. 11.1).

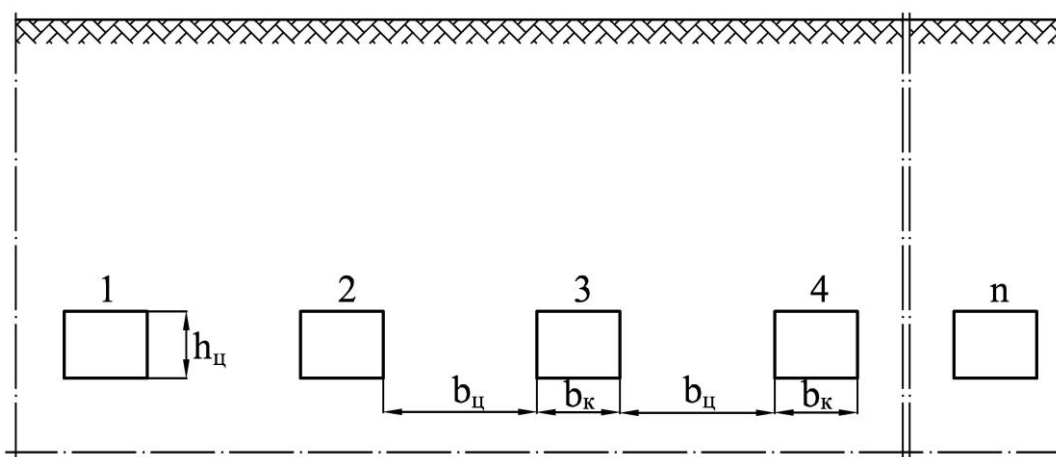


Рис. 11.1. Расчетная схема камерной системы разработки

Очистные выработки и целики представляют собой единую пространственную систему в породном массиве, параметры которой взаимосвязаны и взаимообусловлены [186]. С параметрами камер и целиков связаны размеры области массива пород, которая вовлекается в процесс деформирования при ведении очистных работ. В этой связи для обоснованного определения параметров системы разработки (размеров целиков и камер), следует анализировать напряженно-деформированное состояние системы «целик-камера-толща вмещающих пород».

Обычно в исследованиях подобного рода в каждом конкретном случае стремятся найти наиболее слабый (лимитирующий) элемент,

прочность которого определяет состояние всех остальных, и, исходя из его размеров, определить остальные параметры системы разработки.

Весьма часто подобными лимитирующими элементами являются кровля камер или целики. Существенно реже в качестве лимитирующего элемента может выступать вышележащая толща пород, как в случае, например, разработки Верхнекамского месторождения калийных солей или ведения горных работ под водоемами. Еще реже встречаются условия, когда самым слабым элементом в системе разработки является почва выработок и устойчивость всего выработанного пространства определяется состоянием и прочностью подстилающих пород. В работе [186] приводится пример эксплуатации гипсового рудника, на котором из-за неравномерного вдавливания целиков в почву возникли опасные деформации пород кровли, сопровождающиеся ее растрескиванием. В итоге на руднике практически мгновенно, в течение нескольких минут, произошло массовое разрушение целиков, сопровождающееся обрушением кровли, что привело к его гибели.

Большое влияние на характер деформирования породного массива, вмещающего пространственную систему «целики-камеры», оказывает соотношение деформационных и прочностных свойств пород, слагающих кровлю, целики и почву очистных выработок. Весьма существенным также является характер и свойства контактов целиков с кровлей и почвой выработок.

Основными типами контактов целиков с вмещающими породами являются:

- полное сцепление (целики и вмещающие породы со стороны почвы и кровли представляют собой одну и ту же породу);
- неполное сцепление (на границе целиков с породами кровли и почвы имеют место менее прочные прослойки);
- практически полное отсутствие сцепления (на границе целиков с породами кровли и почвы имеются прослойки пластических пород).

В зависимости от типа контакта меняется напряженно-деформированное состояние целика и при одних и тех же размерах его несущая способность оказывается разной. На рис. 11.2 показан характер деформирования и распределения вертикальных напряжений в случае полного сцепления на контакте (рис. 11.2,а) и наличия пластической прослойки (рис. 11.2,б).

а)

б)

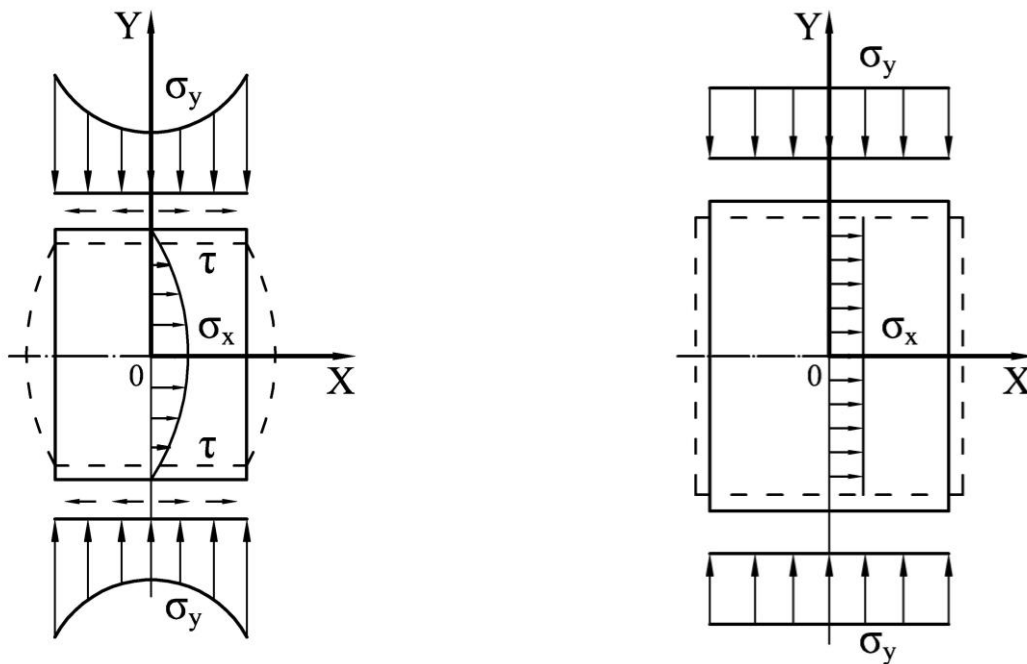


Рис. 11.2. Характер деформирования и распределения напряжений в целиках при жестком (а) и пластическом (б) контактах с вмещающими породами

В первом случае на границе «целик-породный массив» возникают касательные усилия, препятствующие образованию горизонтальных деформаций верхней и нижней кромок целика. Деформируясь, целик приобретает бочкообразную форму. Вдоль вертикальной оси по центру целика возникают растягивающие напряжения, эпюра которых имеет параболическое очертание.

При наличии пластичного прослойка в кровле и почве целика вертикальная нагрузка на него распределена практически равномерно. На контакте «целик-породный массив» отсутствуют касательные усилия и в результате деформирования целик сохраняет в целом правильное геометрическое очертание. По вертикальной оси в центральной части целика имеют место равномерно распределенные растягивающие напряжения, величина которых ниже, чем в предыдущем случае.

Существенное значение на распределение напряжений и деформаций в целике имеет также отношение его высоты к ширине - $\frac{h_u}{b_u}$. У

низких целиков $\left(\frac{h_u}{b_u} < 2 \right)$ зоны влияния контактных плоскостей могут перекрывать друг друга, формируя неоднородное поле напряжений и

деформаций. У длинных целиков $\left(\frac{h_y}{b_y} > 2\right)$ зоны влияния контактных

полостей удаляются друг от друга по мере увеличения их высоты и в центральной части целика формируется однородное поле напряжений, приближающееся к чистому одноосному сжатию.

Характер разрушения целиков во многом предопределяется их напряженно-деформированным состоянием и структурой. При жестком соприкосновении с вмещающими породами в однородных целиках происходит образование так называемых верхней и нижней пирамид с основаниями, обращенными к плоскостям контакта (рис. 11.3,а). При наличии пластичных прослоек на контакте разрушение целиков происходит с образованием вертикальных трещин и столбчатых структур (рис. 11.3,б).

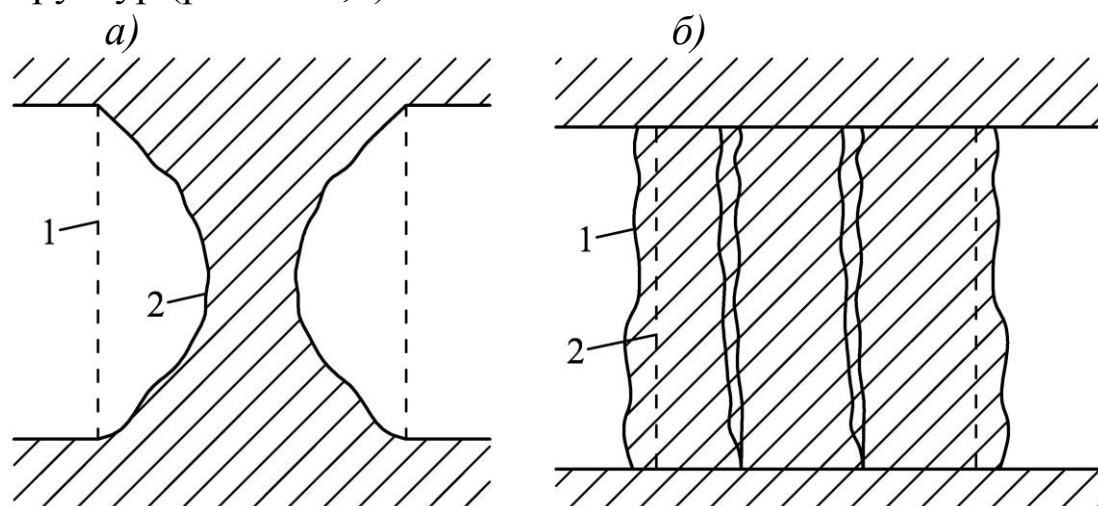


Рис. 11.3. Формы разрушения целиков:

1 – исходное очертание; 2 – очертание после деформирования.

Для расчета параметров целиков и камер необходимо выполнить следующее:

- 1) установить действующие в породном массиве нагрузки на целики и потолочину камеры;
- 2) по полученным значениям нагрузок оценить напряженно-деформированное состояние потолочин и камер;
- 3) зная прочностные и деформационные характеристики пород, слагающих потолочины камер и целики, оценить их несущую способность.

Первые два пункта приведенной последовательности вычислений могут быть выполнены на основе привлечения изложенных выше

аналитических или экспериментальных методов. Суть определения компонентов поля напряжений и деформаций вокруг камер остается принципиально той же, что и при выполнении аналогичных действий в отношении одиночной выработки.

Третий пункт составляет основу расчета параметров целиков и камер. Он в обязательном порядке включает проверку указанных элементов систем разработки на прочность и устойчивость.

11.3. Расчет допустимой ширины междукammerных целиков

Задача определения достаточной для заданных горнотехнических и горно-геологических условий ширины междукammerных целиков состоит, как было сказано выше, из трех частей. Определение нагрузки на целик начинается с формулировки некоторой гипотезы, позволяющей высказать предположение о том, как формируется эта нагрузка. Одной из таких гипотез является предположение о том, что регулярно расположенные целики при достаточном их количестве воспринимают вес всей толщи налегающих пород в пределах площади выработанного пространства:

$$p = SH\gamma, \quad (11.1)$$

где S – площадь выработанного пространства, H – глубина расположения целиков, γ – средневзвешенный объемный вес слоев пород над целиками.

Это предположение положено в основу метода расчета целиков, предложенного академиком Л.Д. Шевяковым [187]. По этому методу размеры целиков определяют, исходя из предположения, что целики работают в условиях одноосного сжатия, а вертикальные напряжения в любом горизонтальном сечении распределены равномерно. При этом фактическую неравномерность распределения вертикальных напряжений в целиках учитывают введением коэффициента запаса прочности.

В предельном случае условие расчета прочных размеров целиков имеет вид:

$$SH\gamma + sh_{\psi}\gamma_{\psi} = sR_c \cdot \frac{1}{Z}, \quad (11.2)$$

где s – площадь горизонтального сечения целика, γ_{ψ} – объемный вес пород в целике, Z – коэффициент запаса прочности, S – площадь поперечного сечения столба пород, опирающихся на целик.

Из (11.2) получим следующие выражения:

$$\frac{S}{s} = \frac{R_c}{ZH\gamma} - \frac{h_u\gamma_u}{H\gamma}. \quad (11.3)$$

Для целиков, имеющих в плане форму бесконечно длинных стен, или ленточных целиков, выражение (11.3) приобретает вид:

$$\frac{S}{s} = \frac{b_k + a_u}{a_u}. \quad (11.4)$$

Из (11.3) следует, что

$$a_u = \frac{b_k}{\frac{R_c}{ZH\gamma} - \frac{h_u\gamma_u}{H\gamma} - 1}. \quad (11.5)$$

Для столбчатых целиков, ограниченных камерами с размерами $b_k \times ab$ (рис. 11.4), ширину при его длине d_u определяют по формуле:

$$a_u = \frac{b_k + \frac{b_k \cdot b}{d_u}}{\frac{R_c}{ZH\gamma} - \frac{h_u\gamma_u}{H\gamma} - \frac{b}{d_u} - 1}. \quad (11.6)$$

При $d_u \rightarrow \infty$ из (11.6) получим формулу (11.5).

В основе метода Л.Д. Шевякова лежит предположение о равномерном распределении вертикальных напряжений по произвольному горизонтальному сечению целика, что справедливо лишь для высоких $\left(\frac{h_u}{a_u} > 2\right)$ целиков, находящихся на выемочного участка. Как было по-

казано в работе [188], реальная нагрузка на целики зависит от положения целика в ряду. Для целиков, расположенных в центре выемочного участка, нагрузка формируется в основном от влияния двух соседних прилегающих камер и определяется зависимостью (11.5). Влияние же остальных камер не превышает 5-7 %.

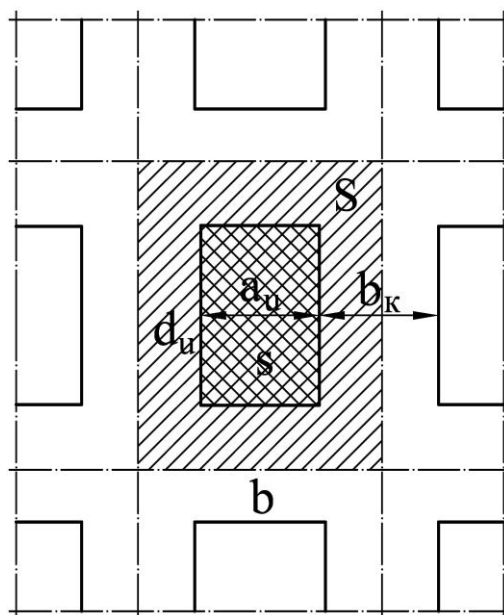


Рис. 11.4. Схема к определению размеров столбчатых целиков по Л.Д. Шевякову

Метод расчета целиков В.В. Соколовского основан на применении теории предельного равновесия [189]. Идея метода состоит в том, что сначала определяют такую нагрузку P_{AD} на среднее сечение целика - AD , при которой он переходит в состояние предельного равновесия, а затем, сравнивают полученное значение с весом столба пород над целиком, т.е. с максимально возможной нагрузкой, и получают коэффициент запаса прочности (рис. 11.5).

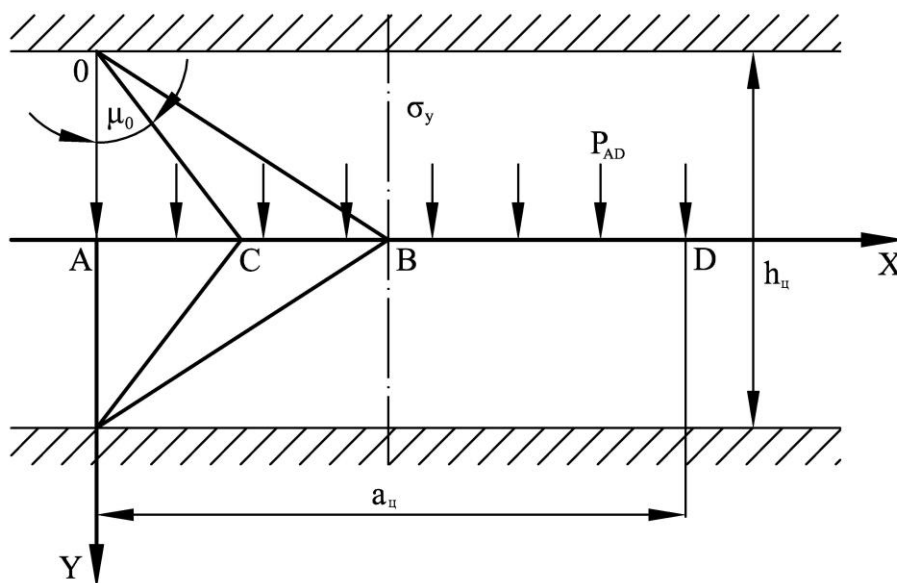


Рис. 11.5. Схема определения напряжения в целике по В.В. Соколовскому

По значению последнего судят о соответствии выбранных размеров целика условием его работы.

В случае высоких целиков ($a_{ц} \ll h_{ц}$) решение задачи об определении нагрузки на среднее сечение целика получается в замкнутом виде:

$$P_{AD} = 2a_{ц} [r_0] \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{a_{ц}}{2h_{ц}} + \frac{2h_{ц}}{a_{ц}} \sin^2 \mu_0 \right) - a_{ц} D, \quad (11.7)$$

Где $D = [r_0] \operatorname{ctg} \rho$; r_0 - сцепление пород в целике, ρ – угол внутреннего трения.

Расчетный параметр μ_0 определяется из уравнения

$$[r_0] = (2\mu_0 - \sin^2 \mu_0) D.$$

При $a_{ц} > h_{ц}$ ширина целика может быть получена только путем численного интегрирования на участке сечения AD .

В несколько иной постановке задача определения прочных размеров целика решена К.В. Руппенейтом [124]. Разрушающая (предельная) нагрузка на целик определяется из решений соответствующих задач теории упругости с учетом паспортов прочности пород, слагающих целик. Действующая нагрузка определяется по методу Л.Д. Шевякова. Далее действующая нагрузка сравнивается с предельной и устанавливается, как в методе В.В. Соколовского, коэффициент запаса прочности.

Следует отметить, что нагрузка на целик, которая определяется по методу Л.Д. Шевякова, всегда является максимально возможной и поэтому идет в запас прочности.

При расчетах целиков большое значение уделяется обоснованию коэффициента запаса прочности. В расчетах его величина в зависимости от решаемых задач принимается равной 1,8-3,0.

Анализируя известные методы расчета прочных размеров целиков, следует отметить, что все они в итоге предлагают зависимости, в которых определяемая ширина целика зависит от ширины примыкающих камер. Естественно предположить, что пролет камеры должен иметь ограничения, которые, в свою очередь, скажутся и на размерах целика. В этой связи проблема оценки прочности незакрепленной кровли камер (потолочины) имеет не менее важное значение, чем определение ширины целика.

11.4. Предельные размеры обнажений пород в кровле камер

Исследование устойчивости незакрепленной горной выработки (камеры) имеет свои особенности, так как решение проблемы полностью определяется горно-геологическими условиями, параметрами выработки и физико-механическими свойствами окружающих выработку пород. Потеря устойчивости в этом случае связана либо с разрушением выработки в целом, либо с разрушением отдельных ее элементов (участков), после чего эксплуатация выработки становится невозможной или опасной. Устойчивость незакрепленной выработки типа камеры оценивается отсутствием вывалов, разрушением пород в кровле (потолочине) и в стенках (целиках).

Исследования механических процессов в окружающем выработку массиве горных пород осуществляются на основе изложенных выше общих принципов механики сплошных сред. Хотя эти процессы в кровле и в боках выработки представляют собой единое целое, особенности напряженно-деформированного состояния в этих элементах имеют существенные различия: боковые целики работают на сжатие и могут быть разрушены (раздавлены), в кровле же выработки породы испытывают деформации изгиба, более опасные с точки зрения разрушения, приводящие к появлению трещин, вывалов.

Поэтому для оценки устойчивости незакрепленной камеры допустимо рассматривать отдельно прочность боковых пород (целиков) и прочность пород кровли (потолочины).

Оценка прочности несущих элементов, от которых зависит устойчивость того или иного сооружения, может осуществляться на основе двух принципов. В первом случае сравниваются действующие в каждой точке массива напряжения с допускаемыми напряжениями, во втором - фактически действующие нагрузки с предельной разрушающей нагрузкой.

При применении первого принципа элемент сооружения считается достаточно прочным, если вычисленное по принятой теории прочности приведенное напряжение в любой точке не превосходит некоторой заранее установленной допускаемой величины, учитывающей запас прочности.

При использовании второго принципа элемент считается прочным, если действующая нагрузка не превосходит некоторой заранее установленной, с учетом запаса прочности, части разрушающей нагрузки.

Таким образом, в первом случае используется точечный критерий оценки, а во втором - интегральный. В обоих случаях должен быть установлен коэффициент запаса, учитывающий влияние ряда факторов: уровень приближенности к реальным условиям (идеализации) принимаемой расчетной схемы, оценок прочностных свойств вмещающих пород, расчетов нагрузок, влияние времени и т. п. Установление величины коэффициента запаса является важной проблемой в разработке расчетных методов, требующей глубокого анализа важнейших влияющих факторов с использованием методов теории вероятностей.

В камерных системах разработки основными являются выработки, имеющие простое прямоугольное сечение с обычно плоской потолочиной различной мощности.

В зависимости от глубины расположения выработки, свойств и строения вмещающего горного массива формы прогнозируемой потери устойчивости потолочины могут быть разными. Этим и определяются принимаемые в геомеханике расчетные схемы.

Различают две формы возможного разрушения потолочины в зависимости от соотношения мощности потолочины как несущего элемента к ширине выработки (рис. 11.6).

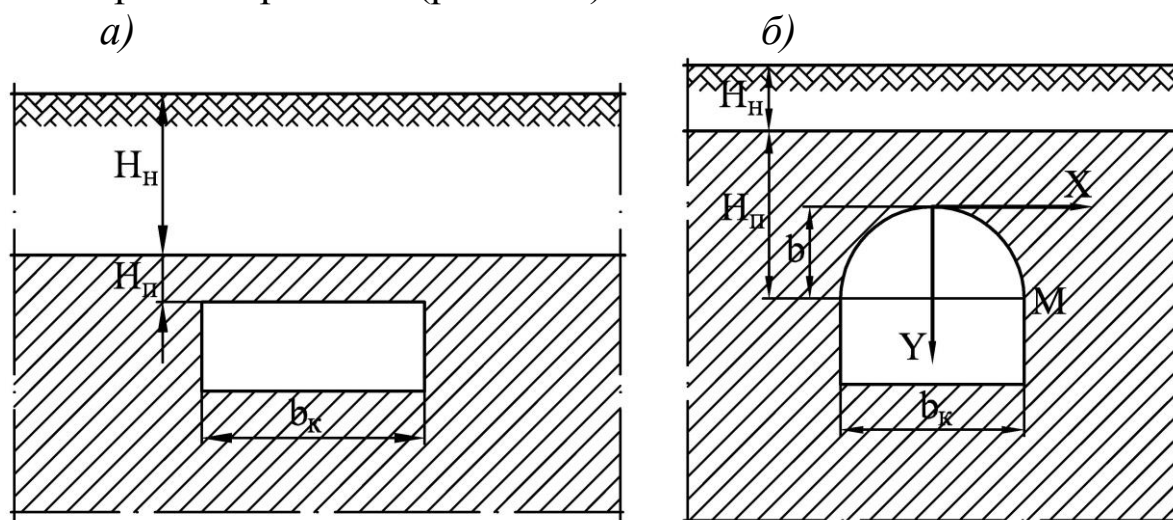


Рис. 11.6. Две формы возможного разрушения потолочины камеры

В первой схеме (рис. 11.6,а) ширина выработки существенно превышает высоту потолочины. В этом случае потолочина работает как балочная плита на изгиб и на этой основе необходимо определить условия ее разрушения. Во второй схеме (рис. 11.6,б) несущий слой породы превышает ширину выработки. По этой схеме разрушения

потолочины от изгиба не произойдет. Если потолочина сложена из слабых пород с малой прочностью, то можно ожидать разрушения кровли в виде свода обрушения. Такие своды образуются даже в случае, если сцепление частиц породы близко к нулю (сыпучая среда), это показано в известных опытах М. М. Протоdjяконова [190].

Опыты с различными естественными и искусственными (бетон) каменными изгибаемыми конструкциями [34] показывают, что при постепенном увеличении внешней нагрузки наблюдаются три характерные стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 11.7): стадия 1 - до появления трещин в нижней растянутой зоне потолочины (балочной плиты), когда максимальные растягивающие напряжения по нижней поверхности потолочины меньше прочности породы на растяжение; стадия 2 - после появления трещин в нижней части растянутой зоны, когда растягивающие усилия в местах, где образовались трещины, воспринимаются участком растянутого породного массива над трещиной; стадия 3 - стадия разрушения - относительно короткий период работы потолочины, когда напряжения в растянутой зоне превышают прочность породы на растяжение, а в сжатой зоне напряжения достигают прочности на сжатие, разрушение потолочины происходит от сжимающих и сдвиговых напряжений.

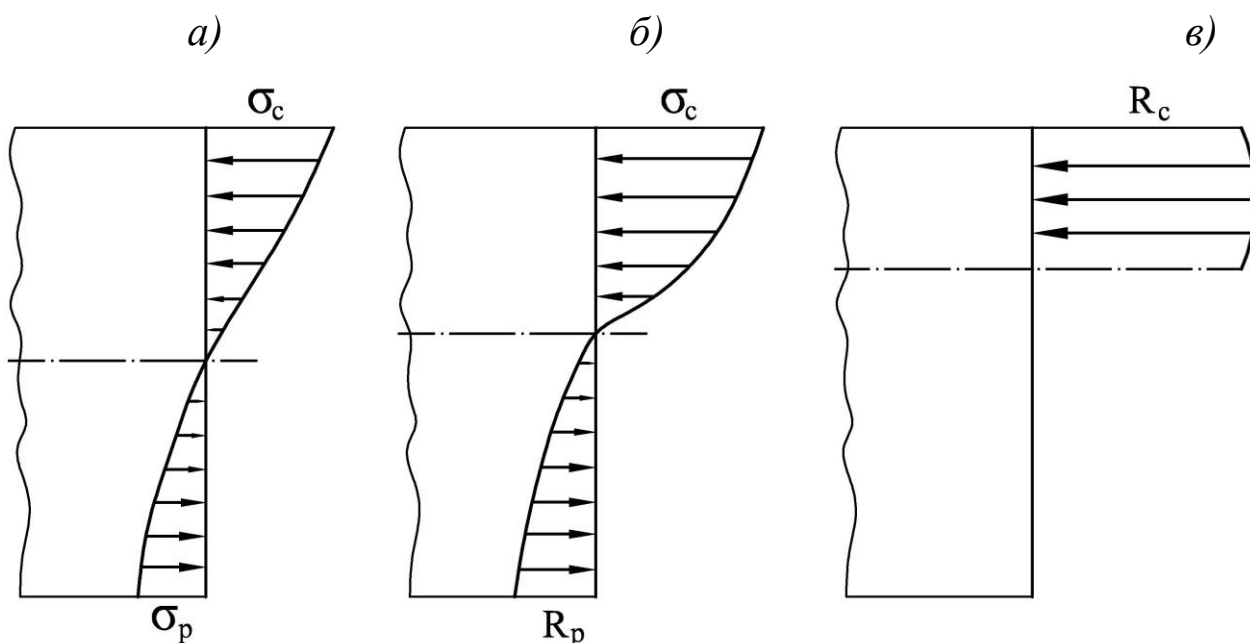


Рис. 11.7. Три стадии напряженно-деформированного состояния при изгибе потолочины

Рассмотрим подробнее эти стадии при постепенном увеличении нагрузки.

Стадия 1. При малых нагрузках напряжения в породе невелики, деформации носят упругий характер, зависимость между напряжениями и деформациями линейная, поэтому эпюры нормальных напряжений в сжатой и растянутой зонах сечения - треугольные.

С увеличением нагрузки в породе растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной (рис. 11.7,а), напряжения приближаются к пределу прочности при растяжении. При дальнейшем увеличении нагрузки в породе растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

Стадия 2. В месте образования трещин напряжения отсутствуют, они воспринимаются растянутой зоной над трещиной. Высота сечения плиты уменьшается, нейтральная ось перемещается вверх, и высота зоны сжатия уменьшается. С увеличением нагрузки в породе сжатой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра нормальных напряжений искривляется (рис.11.7,б).

Стадия 3. Это стадия разрушения (рис.11.7,в). С дальнейшим увеличением нагрузки в растянутой зоне происходит разрушение потолочины: напряжения в породе сжатой зоны под влиянием нарастающего прогиба и сокращения высоты сжатия достигают предела прочности на сжатие.

Изгибаемые несущие конструктивные элементы горных выработок рассчитываются из условия равновесия в предельном состоянии. Из приведенного выше анализа следует, что перед образованием трещин эпюра напряжений криволинейна. На растянутой грани напряжения достигают прочности на растяжение R_p , а эпюра напряжений в растянутой зоне вследствие развития значительных пластических деформаций сильно искривляется и приближается к прямоугольной.

Нормальные напряжения пород в сжатой зоне существенно ниже предельных, поэтому эпюра напряжений в этой зоне принимается треугольной. Исследования и расчеты показывают, что наклон эпюры напряжений следует принимать таким, чтобы при продолжении ее в растянутую зону она отсекла на нижней границе зоны отрезок, равный $2R_p$ (R_p - прочность породы на растяжение). Это условие равносильно принятию модуля «упругопластичности» крайнего рас-

тянутого слоя породы равным половине модуля упругости при сжатии ($E_p = 0,5E$).

Таким образом, за расчетную схему внутренних напряжений в изгибаемой потолочине принимается схема, показанная на рис. 11.8, в основе которой лежат следующие предпосылки: сечения потолочины остаются плоскими; эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне треугольная, а в растянутой зоне на нижней грани она отсекает отрезок, равный $2R_p$; эпюра нормальных напряжений в растянутой зоне прямоугольная с величиной напряжений, равной R_p .

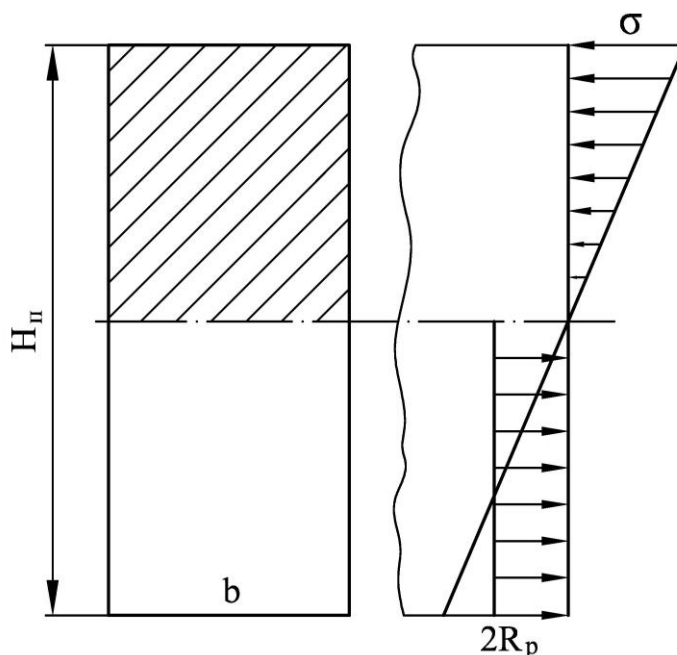


Рис. 11.8. Расчетная схема потолочины

Расчет прочности потолочины выполняется на основе сопоставления действующего максимального изгибающего момента с максимальным моментом, который может выдержать сечение потолочины в наиболее опасном месте (этот изгибающий момент является прочностью потолочины на изгиб) из условия, что действующий максимальный изгибающий момент должен быть меньше или равен прочности потолочины на изгиб.

Для изгибающих элементов произвольной формы сечения это условие выражается неравенством

$$M \leq R_p W_T, \quad (11.8)$$

где W_T - момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый с учетом неупругих свойств породы (упругопластический момент сопротивления).

Для рассматриваемой прямоугольной формы сечения момент сопротивления равен:

$$W_T = \frac{bH_n^2}{3,5}, \quad (11.9)$$

где b – ширина поперечной полосы потолочины.

Следовательно, основная формула расчета прочности потолочины на изгиб имеет

$$M \leq \frac{bH_n^2}{3,5} R_p. \quad (11.10)$$

Для горных пород на основании экспериментальных данных можно принять $R_p=0,1 R_c$, тогда расчетную формулу (11.10) можно записать в виде

$$M \leq 0,03bH_n^2 R_c. \quad (11.11)$$

В формуле (11.11) слева - действующий в сечении потолочины максимальный изгибающий момент, а справа - момент, который может выдержать сечение (несущая способность потолочины). При равенстве этих моментов наступает предельное состояние. Отношение правой части (несущей способности) к левой (действующему моменту) дает основную расчетную формулу для определения важной характеристики устойчивости выработки — коэффициента запаса прочности

$$Z = \frac{0,03bH_n^2 R_c}{M}. \quad (11.12)$$

Нагрузкой на потолочину является ее собственный вес и пригрузка от налегающих пород (наносов) мощностью H_n . Если считать защемление потолочины на опорах жестким, то максимальный изгибающий момент в формуле (11.3) определится по формуле

$$M = \frac{qb_k^2}{24}, \quad (11.13)$$

где q — равномерно распределенная нагрузка на потолочину, равная

$$q = b_k(H_n + H_n)\gamma. \quad (11.14)$$

Здесь γ - объемный вес породы. Однако на опорах нет абсолютно жесткого защемления, стенки выработки обладают упругой податливостью. При шарнирном защемлении на опорах изгибающий момент

увеличивается в три раза. Поэтому примем среднее значение между жестким и шарнирным защемлением, т.е.

$$M = \frac{qb_{\kappa}^2}{16}. \quad (11.15)$$

Тогда основная расчетная формула (11.12) с учетом выражений (11.14) и (11.15) будет иметь вид

$$Z = \frac{0,45R_c H_n}{\left(1 + \frac{H_n}{H_n}\right) \gamma b_{\kappa}^2}. \quad (11.16)$$

В случае отсутствия наносов ($H_n=0$) расчетная формула примет вид

$$Z = \frac{0,45R_c H_n}{\gamma b_{\kappa}^2}. \quad (11.17)$$

Особенность расчета состоит в том, что устойчивость выработки оценивается значением коэффициента запаса прочности, определяемого формулой (11.16) или (11.17). При проектировании подземных выработок их сечение и параметры расположения устанавливаются в соответствии с принятой системой разработки, схемой подготовки и с учетом других факторов (объемы добычи, транспорт, вентиляция и т.п.). В связи с этим, как указывалось выше, очень удобно в процессе проектирования вопросы устойчивости выработок решать непосредственно по величине коэффициента запаса прочности Z . Поэтому необходимо определить, при каком минимальном значении Z устойчивость выработки следует считать обеспеченной.

Коэффициент запаса прочности Z определяет необходимый запас устойчивости выработки. Если значение этого коэффициента меньше единицы, выработка неустойчива. При $Z=1$ выработка находится в предельном состоянии и эксплуатировать ее опасно. Следовательно, выработка должна иметь достаточный запас устойчивости, определяемый значением коэффициента $Z>1$.

Минимальное значение необходимого запаса устойчивости зависит от уровня неопределенности величин, которые входят в основную расчетную формулу (11.16). Основным и наиболее неопределенным параметром в этой формуле является величина прочности пород R_c . Достаточно объективное значение ее может быть получено с учетом коэффициента структурного ослабления, методика определения которого изложена в главе 1. Так, например, испытания крымских известняков показали, что значение относительной вариации можно принять равным $\eta=0,4$ и тогда по формуле (1.15) $k_c = 0,6$.

В оценке прочности породного массива следует учесть также то, что сооружаемые выработки будут использоваться длительное время, поэтому в характеристику прочности следует ввести коэффициент длительной прочности K_d . Длительные испытания пород показывают, что снижение прочности пород со временем достигает 30 %, т.е. $K_d = 0,7$.

Расчеты по формуле (11.16) не учитывают необходимый в соответствии со значениями коэффициентов K_c и K_d запас прочности. Если учесть это обстоятельство, то в соответствии с выше изложенным числитель формулы (11.16) нужно умножить на величину $K_c K_d = 0,6 \times 0,7 = 0,42$. Это уменьшит несущую способность кровли в $1:0,42 = 2,4$ раза.

Учитывая некоторую неопределенность других параметров формулы (11.16) коэффициент запаса прочности для надежного прогнозирования устойчивости выработок Z следует принять равным 3. Тогда общий принцип расчета устойчивости выработки сводится к следующим простым действиям: для принятого в конкретных условиях сечения выработки по формуле (11.16) или (11.17) вычисляется коэффициент запаса прочности Z . Если $Z \geq 3$, то выработка будет устойчивой. В рамках этого ограничения в процессе проектирования можно менять параметры сечения и расположения выработки. При каждом изменении снова определяется и оценивается коэффициент запаса Z .

Описанные выше расчеты учитывают опасность разрушения потолочины от максимального изгибающего момента. Существует также опасность разрушения потолочины на сдвиг от поперечных сил Q на опорах (у стенок выработки). Здесь эти силы достигают максимальных значений, которые можно определить по формуле

$$Q = \frac{\gamma H_n b_k}{2}. \quad (11.18)$$

Площадь сечения плиты на опорах равна:

$$S = b H_n. \quad (11.19)$$

Прочность на сдвиг, как было показано выше, зависит от прочности на сжатие и растяжение:

$$R_\tau = 0,5 \sqrt{R_c R_p}. \quad (11.20)$$

С учетом того, что $R_p \approx 0,1 R_c$, получим

$$R_\tau = 0,5 R_c \sqrt{0,1} = 0,16 R_c, \quad (11.21)$$

тогда несущая способность потолочины при действии сдвигающих усилий будет равна

$$R = 0,16bHR_c. \quad (11.22)$$

Коэффициент запаса устойчивости, равный, как и в предыдущем случае, отношению несущей способности к действующей силе (11.13), получится в результате деления величины R (11.22) на Q (11.18), т.е.

$$Z = \frac{0,3R_c}{\gamma b_k}. \quad (11.23)$$

По аналогии с предыдущим выбранное сечение проверяется по формуле (11.23). Из двух вычисленных по формулам (11.16) и (11.23) значений Z в расчет принимается меньшее.

При наличии в кровле потолочины большей мощности по сравнению с шириной выработки опасность разрушения ее от изгиба по схеме балочной плиты отсутствует, кровля удерживается за счет прочности слагающих ее пород. Разрушения в этом случае начинают развиваться в первую очередь в кровле выработки под влиянием растягивающих напряжений и активных массовых сил. Прогнозируемой формой является разрушение с образованием свода обрушения.

Вес пород в пределах свода обрушения удерживается силами сцепления пород по поверхности свода, имеющего форму параболического цилиндра (плоская задача) (см. рис. 11.6,б). Породный массив по поверхности цилиндра работает на отрыв (растяжение) и на сдвиг, причем условия прочности по высоте свода неодинаковы.

Отношение удерживающей силы к весу пород дает величину запаса устойчивости. Эта величина (коэффициент запаса Z), как и в предыдущем случае, не должна быть меньше трех.

Применение существующих критериев прочности для определения удерживающей силы обрушения по поверхности свода, когда породный массив находится в объемном напряженном состоянии, создает значительные математические трудности. Такой расчет существенно упрощается, если принять условие, что по всей поверхности, которая имеет форму параболического цилиндра (рис. 11.6,б) массив работает только на растяжение. Это предпосылка идет в запас прочности.

Тогда удерживающая сила R на один погонный метр выработки будет равна произведению длины дуги параболы $2l$ в пределах сечения и прочности породы на растяжение R_p :

$$R = 2lR_p \times 1, \quad (11.24)$$

где l – длина одной ветви параболы.

Уравнение параболы, показанной на рис 11.6,б, определяется общим выражением

$$x^2 = 2py. \quad (11.25)$$

Определим длину l одной ветви параболы от ее вершины до точки М, координаты которой $Y_M=b$: $X_M=b_k/2$, где b – высота свода обрушения.

Длина дуги определяется выражением

$$l = \int_0^x \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx. \quad (11.26)$$

Вычисление этого интеграла дает следующее:

$$l = \frac{1}{p} \int_0^x \sqrt{x^2 - p^2} dx = \frac{x}{2p} \sqrt{x^2 + p^2} + \frac{p}{2} \ln \frac{x + \sqrt{x^2 + p^2}}{p}. \quad (11.27)$$

Для рассматриваемой расчетной схемы (см. рис. 11.6,б) при $X=b_k/2$, $Y=b$ из выражения (11.25) получим

$$p = \frac{b_k^2}{8b}. \quad (11.28)$$

Уравнение параболы (11.27) примет вид

$$x^2 = \frac{b_k^2}{4} \cdot \frac{y}{b}. \quad (11.29)$$

Подставим значение p из (11.28) в формулу (11.27), при этом, как следует из рис. 11.6,б, $X=X_M=b_k/2$. Тогда полная длина параболы $2l$ высотой b определяется выражением

$$2l = \frac{1}{2} \sqrt{16b^2 + b_k^2} + \frac{lb_k^2}{8} \ln \frac{\sqrt{16b^2 + b_k^2} + \frac{4}{b}}{b_k}. \quad (11.30)$$

Площадь параболы в пределах свода равна:

$$S = \frac{4}{3} xy. \quad (11.31)$$

Для рассматриваемой расчетной схемы (значений x и y)

$$S = \frac{2}{3} b_k b. \quad (11.32)$$

Вес породы в пределах свода на единицу длины выработки

$$Q = \frac{2}{3} b_k b \gamma. \quad (11.33)$$

Тогда коэффициент запаса устойчивости

$$Z = \frac{R}{Q} \quad (11.34)$$

определится с учетом формул (11.30) и (11.33) выражением

$$Z = \frac{3}{4} \cdot \frac{R_p}{\gamma} \left(\frac{\sqrt{16b^2 + b_k^2}}{b_k^2 b} + \frac{b_k}{4b} \ln \frac{\sqrt{16b + b_k^2} + \frac{4}{b}}{b_k} \right). \quad (11.35)$$

Высота свода обрушения пород в кровле выработки, как показано выше, составляет половину ее ширины, т.е. $h = b_k/2$, и поэтому выражение (11.35) примет вид

$$Z = \frac{3}{4} \times \frac{R_p}{\gamma b_k} [2\sqrt{5} + \ln(\sqrt{5} + 2)]. \quad (11.36)$$

Подставив в формулу (11.36) $R_p = 0,1R_c$ и раскрыв квадратные скобки, получим формулу для определения коэффициента запаса прочности для второй расчетной схемы (рис. 11.6,б):

$$Z = \frac{R_c}{2\gamma b_k}. \quad (11.37)$$

В отличие от формулы (11.16) для первой расчетной схемы во втором случае (11.37) устойчивость выработки не зависит от мощности несущего слоя и наносов, т.е. от глубины заложения выработки. Это следует из теории свода естественного равновесия и для относительно небольших глубин такое положение вполне оправдано.

11.5. Численное моделирование напряжённо-деформированного состояния угольных целиков

11.5.1. Обоснование физической модели объекта и методики численного моделирования

С физической точки зрения лава с примыкающими к ней подготовительными выработками и охранными конструкциями (целики, бутовые полосы) представляют собой горизонтально прерывистую цепочку вырезов в весомом неоднородном породном массиве (рис. 11.9) [240-246].

Расчетная схема симметрична относительно вертикальной оси.

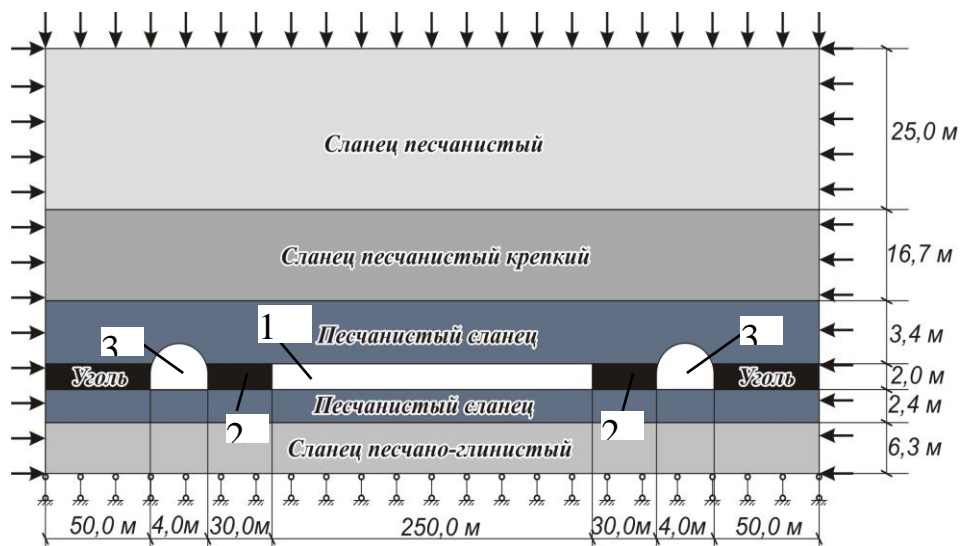


Рис. 11.9. Основная расчетная схема к решению задачи:
 1 – лава; 2 – охранные конструкции (целики); 3 – выработки

Часть породного массива, находящаяся вне зоны влияния лавы или испытывающая небольшое его воздействие, заменена равномерно распределенной нагрузкой с интенсивностью γH по вертикали и $\lambda \gamma H$ по горизонтали. Здесь λ - коэффициент бокового распора. Снизу модель располагается на несжимаемом основании, т.е. перемещения нижней грани в вертикальном направлении равны нулю. Горизонтальные перемещения по боковым граням модели также приняты равными нулю.

Породный массив является неоднородным в вертикальном направлении в соответствии со стратиграфической колонкой.

Каждый слой имеет свою мощность и свои физико-механические характеристики, которые приведены в табл. 11.1.

Переменными величинами в ходе численного эксперимента являются ширина целика – a и длина лавы L . Ширина целика или бутовой полосы изменяется в ходе численного эксперимента в пределах от 60 до 8 м. Всего рассматриваются 6 вариантов (60, 40, 32, 24, 16, 8 м) при этом соблюдается следующее условие:

$$a + L = const .$$

Таблица 11.1

Геометрические параметры и физико-механические характеристики
моделируемых горных пород

Наименование	Мощность, м	Объемный вес, т/м ³	Модуль Юнга, МПа	Коэффициент Пуассона	Среднее расстояние между трещинами, м
Сланец пес- чанистый	25,0	2,70	$3,3 \cdot 10^4$	0,20	0,6
Сланец пес- чанистый крепкий	16,7	2,80	$3,3 \cdot 10^4$	0,19	0,4
Уголь	1,52	1,30	$3,6 \cdot 10^3$	0,16	0,2
Песчанистый сланец	2,4	2,70	$3,10 \cdot 10^4$	0,30	0,6
Сланец песчано- глинистый	6,3	2,71	$3,31 \cdot 10^4$	0,26	0,5

Разбиение на четырехугольные конечные элементы производится автоматически. При этом сетка разбиения делается гуще вокруг выработок и реже к границам исследуемой области. Минимальный размер конечного элемента – 1 м. Конечно-элементная модель объекта приведена на рис. 11.10.

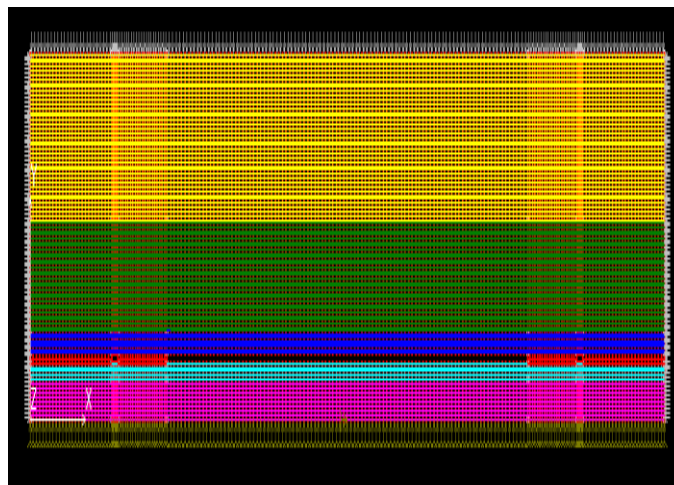


Рис. 11.10. Конечно-элементная схема исследуемой области

В ходе эксперимента устанавливаются в центре каждого конечно-го элемента компоненты напряжений, деформаций, перемещений и эквивалентные напряжения.

Эквивалентные напряжения определяются на основании формулы Л.Я. Парчевского-А.Н. Шашенко [90]:

$$\sigma_e = \frac{(\psi - 1)(\sigma_1 + \sigma_3) + \sqrt{(\psi - 1)^2(\sigma_1 + \sigma_3)^2 + 4\psi(\sigma_1 - \sigma_3)^2}}{2\psi} \leq R_c k_c. \quad (11.38)$$

Здесь σ_i - компоненты нормальных напряжений, ψ - коэффициент хрупкости ($\psi = \frac{R_p}{R_c}$), R_c и R_p - пределы прочности на одноосное сжатие и растяжение, k_c - коэффициент структурного ослабления.

Величина коэффициента структурного ослабления для каждой литологической разности определяется по формуле (2.2):

Конечные элементы, в которых выполняется условие:

$$\sigma_e \geq R_c k_c, \quad (11.39)$$

считаются разрушенными. Их совокупность образует области неупругих деформаций, размеры которой подлежат анализу.

11.5.2. Анализ результатов численного моделирования

Все расчеты выполнялись с помощью программных продуктов, разработанных на кафедре строительства, геотехники и геомеханики НГУ. Применение основной программы позволяет сформировать базы данных численных значений компонентов напряжений, перемещений и деформаций. Вспомогательная программа для каждого элемента рассчитывает величину эквивалентных напряжений и коэффициент запаса прочности. В ходе эксперимента оценивалось изменение эквивалентных напряжений в окрестности рассматриваемых выработок по мере уменьшения целика от 60 до 8 м и роста длины лавы от 206 до 250 м.

Пример распределения эквивалентных напряжений вокруг выработок для случаев $a = 60$ м и $a = 8$ м приведен на рис. 11.11 и 11.12.

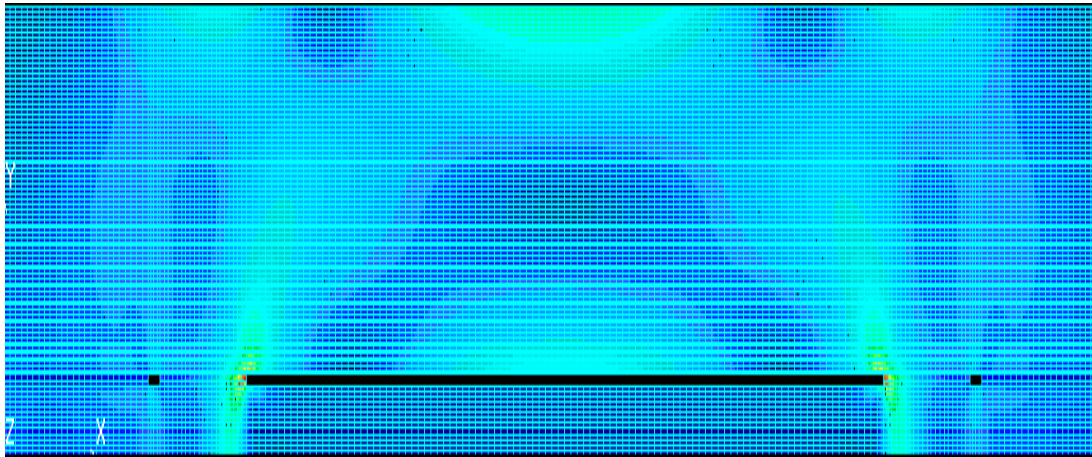
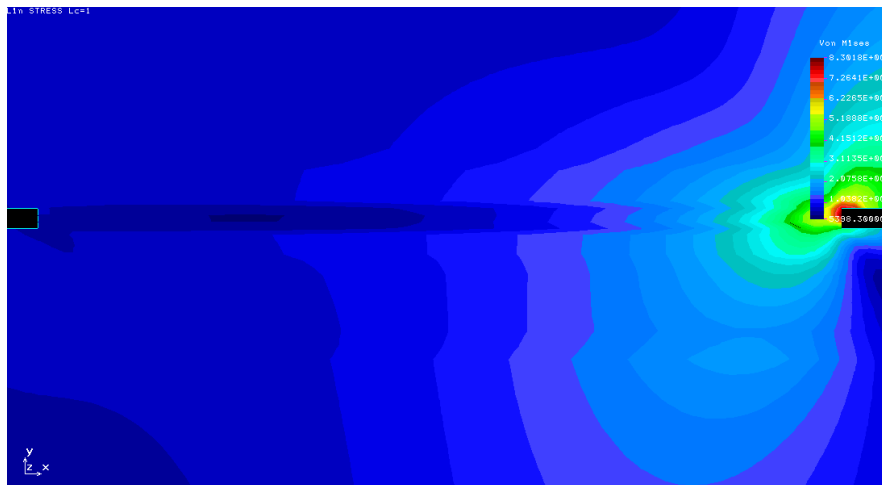


Рис. 11.11. Картина распределений эквивалентных напряжений вокруг выработок для одного из исследуемых вариантов

а)



б)

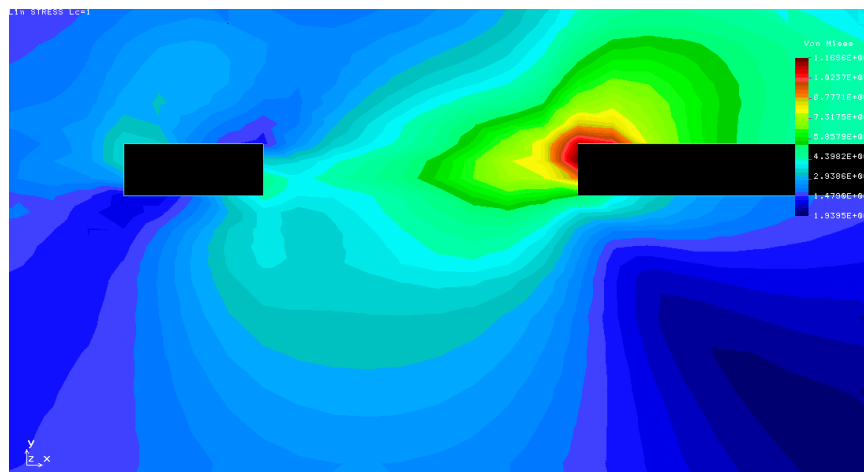


Рис. 11.12. Характер распределения эквивалентных напряжений в окрестности лавы при ширине целика $a = 60$ м (а) и $a = 8$ м (б)

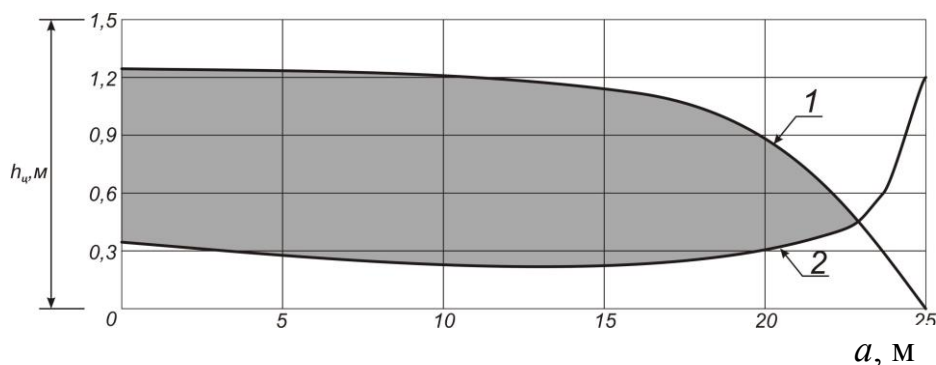
Из рис. 11.11 и 11.12 следует, что вокруг подготовительных выработок образуется обширная зона неупругих деформаций, размеры которой равны, примерно, $3R_0$, где R_0 - полупролет выработки. Сте-

пень разрушения предохранительного целика со стороны выработанного пространства (лава, штрек) неодинакова.

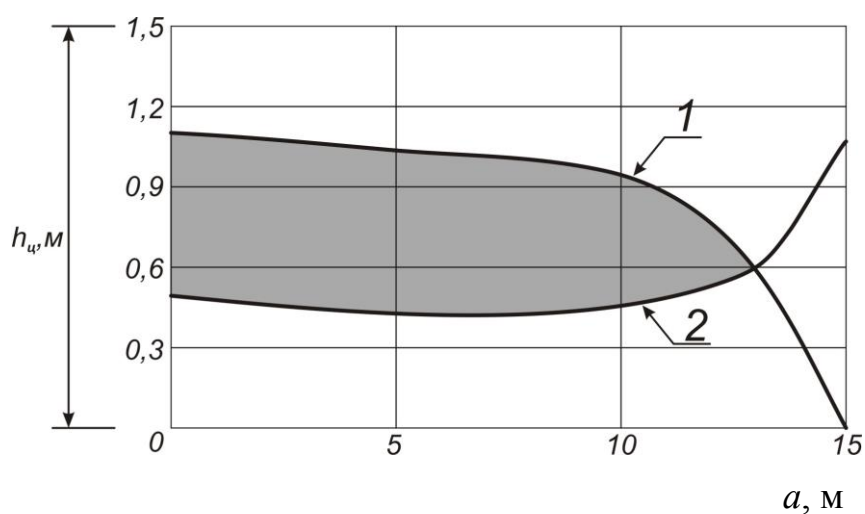
При больших размерах целика ближе к его центру формируется «жесткое» ядро уплотнения, служащее концентратором напряжений. Уголь в пределах такого ядра находится в состоянии объемного сжатия и не разрушен. С уменьшением ширины целика ядро смещается к его левому краю и уменьшается в размерах, а при ширине целика, равной 8 м, исчезает вовсе (рис. 11.13).

Об этом свидетельствуют вертикальные относительные деформации, измеренные на уровне кровли (рис. 11.13, а) и почвы угольного пласта (рис. 11.13, б). Чем уже становится целик, тем больше разрушается его краевая часть, примыкающая к лаве, а при ширине целика равной 8 м замкнутое ядро практически отсутствует и целик является пластичной, в значительной мере податливой несущей опорой (рис. 4.13).

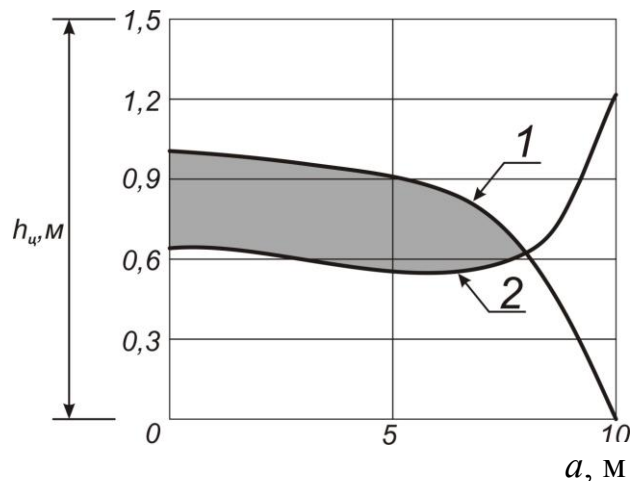
а)



б)



в)



г)

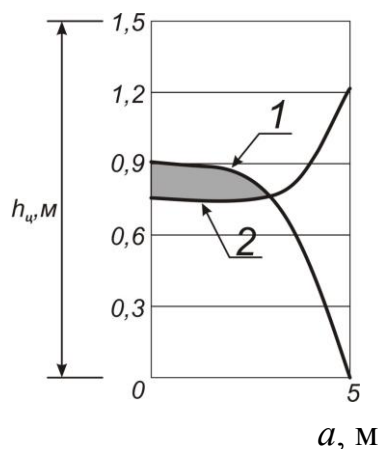


Рис. 11.13. Изменение размеров ядра уплотнения при различной ширине целика: 1 – деформации кровли пласта; 2 – деформации почвы пласта

При дальнейшем уменьшении ширины целика он перестает быть несущей опорой и устойчивость охраняемых выработок резко снижается. Наивысшая устойчивость подготовительных выработок в рассматриваемых горно-геологических условиях обеспечивается при ширине предохранительного целика 8-10 м.

Таким образом, на основании выполненных численных расчётов и их последующего анализа можно сделать следующие выводы.

1. В процессе нагружения широких целиков угля краевые их части деформируются сильнее, чем центральная часть. При этом образуется достаточно жесткое ядро целика, состоящее из угля, находящегося в «зажатом» состоянии.

2. Ядро целиков угля играет роль концентратора напряжений и ухудшает состояние примыкающей подготовительной выработки.

3. Наибольшая устойчивость выработки соответствует такой минимальной ширине целика, которая отвечает началу образования ядра уплотнения.

4. Для условий шахт ГП «Ровенькиантрацит» ширина предохранительного ленточного целика должна составлять 10 м.

Биографическая справка

Шевяков, Лев Дмитриевич (1889-1963) известный советский ученый в области горной науки, создатель научной школы теории проектирования шахт, выдающийся горный инженер и общественный деятель. Академик АН СССР. Основные труды в области проектирования шахт и систем разработки месторождений подземным способом.



Соколовский, Вадим Васильевич (1912-1978) – известный советский ученый в области механики, член-корреспондент АН СССР. Основные труды в области теории пластичности, статике сыпучей среды, теории оболочек.



Контрольные вопросы и задания

1. Что называют целиками при подземной разработке месторождений полезных ископаемых?
2. Какие бывают целики по назначению? по структуре? по соотношению высоты к ширине?
3. Как могут располагаться целики в пределах шахтного поля?
4. Как влияет характер контакта целика с породами кровли и почвы на распределение в нем поля напряжений?
5. Как влияют размеры целика на распределение в нем поля напряжений?
6. На какой гипотезе построен метод расчета целиков по Л.Д.Шевякову?
7. Какая теория положена в основу метода расчета целиков по В.В. Соколовскому?

8. Назовите две основные формы разрушения плоских потолочин камер.
9. Что такое коэффициент запаса прочности целиков и потолочин камер?
10. Как учитывается временной фактор при оценке прочности целиков и потолочин камер?
11. Каковы особенности внутреннего строения деформированных широких целиков угля?