

ИССЛЕДОВАНИЕ И РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КРОВЛИ И ХАРАКТЕРИСТИК КРЕПЕЙ

А. А. Борисов

В своих работах Борис Иванович Бокий уделял большое внимание вопросам управления кровлей и крепления, придавал большое значение внедрению металлической крепи для очистных забоев и предсказывал широкое распространение ее в будущем. Б. И. Бокий проводил наблюдения за поведением кровли на шахте «Иван» (около года). Естественно, что в своих работах Б. И. Бокий исходил из представлений о плоской задаче.

Рассматривая вопрос о характере разрушения кровли, Б. И. Бокий на основании своих исследований приводит схему разрушения непосредственной и основной кровли, изображенную на рис. 1, *а* и *б*. Схема заимствована нами из его статьи «Обрушение потолочной толщи над рудничными выработками в зависимости от системы работ» (1903 г.)

Он касался случая, когда непосредственная кровля является слабой, тонкослоистой, трещиноватой; основная — более монолитной, прочной, имеющей значительную мощность и несущую способность. Он впервые указал на зависимость характера обрушения кровли от применяемых систем разработки. Многие из представлений Б. И. Бокия впоследствии подтверждены шахтными и лабораторными исследованиями, хотя, разумеется, они получили дальнейшее развитие, особенно в работах современных исследователей.

Ниже приводятся результаты наших лабораторных и теоретических исследований, посвященных изучению несущей способности кровли очистных забоев, в известной степени построенных на развитии идей Б. И. Бокия.

Система кровля — крепь — почва может рассматриваться как инженерное сооружение, характер работы которого лишь в отдельные моменты имеет некоторую аналогию с работой элементов строительных

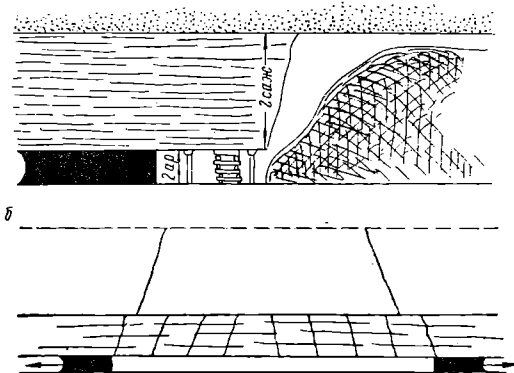


Рис. 1. Схема разрушения непосредственной и основной кровли (по Б. И. Бокию):
а — разрез по простиранию; *б* — разрез по падению

конструкций. При проектировании и расчетах строительных конструкций, как правило, необходимо рассчитать прочные размеры различных элементов; недоучет ряда факторов и взаимосвязи между ними обычно компенсируется введением коэффициента запаса прочности.

При очистных работах особенно с обрушением кровли подобный прием недопустим вследствие того, что рассматриваемое сооружение (кровля — крепь — почва) периодически создается и преднамеренно разрушается, причем основной задачей является определение момента разрушения кровли. Решение задачи осложняется трудностью определения механических характеристик пород кровли в меняющихся условиях ее работы, при непостоянстве свойств горных пород, их слоистости, трещиноватости, ползучести и т. д.

Определение несущей способности кровли для общего случая безотносительно к характеру сложения месторождения невозможно, поэтому ниже рассматривается покрывающая толща, представленная пологопадающими твердыми, нетрещиноватыми, слоистыми горными породами. Такой тип покрывающей толщи рассматривался рядом исследователей — В. Д. Слесаревым, Г. Н. Кузнецовым и другими, — и представляет достаточное приближение к действительным условиям многих случаев работ на небольших и средних глубинах.

Условия допустимости замены объемной задачи плоской при расчетах несущей способности основной кровли. Исследования и решения вопросов горного давления до последнего времени производились почти исключительно для плоской модели, для которой механическая схема явлений значительно более проста, что обуславливает и простоту расчетных схем.

Определяющее значение для опорного давления имеет основная кровля. Нашими исследователями на объемных моделях установлено, что деформируемость основной кровли аналогична деформируемости плит.

В теории плит широко используется замена плиты балкой-полоской.

Замена решения объемной задачи о состоянии кровли выработок решением плоской задачи впервые была предложена В. Д. Слесаревым. Условие подобной замены по В. Д. Слесареву:

$$l_3 = \frac{2S}{P}, \quad (1)$$

где l_3 — пролет эквивалентной балки;

S — площадь обнажения кровли;

P — периметр обнажения кровли.

В. Д. Слесарев предлагал для определения эквивалентного пролета выражения

$$l_3 = \frac{ab}{a+b} \quad (2)$$

и

$$l_3 = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (3)$$

Обозначая $\frac{a}{b} = n$, получим

$$l_{31} = \varphi_1\left(\frac{a}{b}\right) = b \frac{n}{n+1} \quad (4)$$

$$l_{32} = \varphi_2\left(\frac{a}{b}\right) = b \frac{n}{\sqrt{n^2 + 1}}. \quad (5)$$

Нашими исследованиями условий работы основной кровли на объемных моделях установлено, что контур первого обрушения основной кровли достаточно близок к эллипсу; в этом случае получим новое выражение для эквивалентного пролета

$$l_3 = \varphi_3 \left(\frac{a}{b} \right) = \frac{ab}{1,5(a+b) \sqrt{ab}} = b \frac{n}{1,5(n+1) - \sqrt{n}} \quad (6)$$

Целесообразно сравнить выражения этих эквивалентных пролетов с выражением эквивалентного пролета, вычисленного по теории плит.

Выражение для эквивалентного пролета на основании теории плит можно получить, приравняв между собой выражения максимальных напряжений для прямоугольной плиты и балки.

Для жесткой плиты, защемленной по контуру с равномерно распределенной нагрузкой q , максимальное напряжение на контуре определяется из выражения

$$\sigma_{\max \text{ конт}} = \frac{1}{4} \beta \left(\frac{a}{b} \right) (1 - \mu^2) q \frac{b^2}{h^2} \quad (7)$$

Функция $\beta \left(\frac{a}{b} \right)$ может быть определена из табл. 1.

Т а б л и ц а					
$\frac{a}{b}$		1,25	1,5	1,75	2,00
$\beta \left(\frac{a}{b} \right)$	1,232	1,595	1,816	1,960	1,989

Для однопролетной балки с защемленными концами, с равномерно распределенной нагрузкой q максимальное напряжение у опоры определяется из выражения

$$\sigma_{\max \text{ оп}} = \frac{l^2}{2} q \frac{1}{h^2} \quad (8)$$

Очевидно, при равенстве максимальных напряжений пролет балки будет эквивалентен обнажению плиты; следовательно, используя выражения (7) и (8), имеем:

$$l_3 = b \sqrt{\frac{\beta \left(\frac{a}{b} \right)}{2} (1 - \mu^2)}. \quad (9)$$

Для данной породы и в определенных конкретных условиях значение μ можно принимать постоянным. Тогда

$$l_3 = \varphi_4 \left(\frac{a}{b} \right) \quad (10)$$

Это показывает, что эквивалентный пролет не зависит ни от мощности породы, ни от значения нагрузки, ни от упругих постоянных, а является лишь функцией размеров обнажений плиты и доказывает правомерность способа оценки эквивалентного пролета, принятого В. Д. Слесаревым исходя из гидравлического радиуса.

Подсчеты эквивалентных пролетов в зависимости от $\frac{a}{b}$ по выражениям (2), (3), (6) и (9) сведены в табл. 2 и представлены на рис. 2.

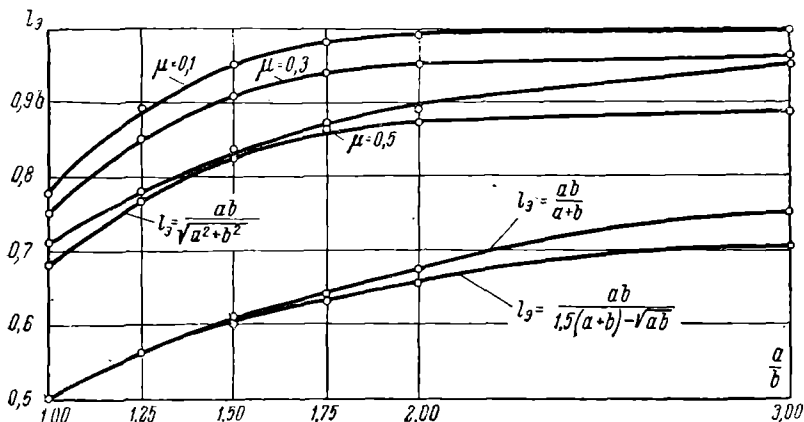


Рис. 2. Графики эквивалентных пролетов по теории плит и по формулам В. Д. Слесарева

Из рассмотрения данных, приведенных в табл. 2 и рис. 2, вытекает следующее.

1. Сравнение показывает хорошую сходимость значений эквивалентного пролета по В. Д. Слесареву (2) и (3) и теории плит (9); наиболее близкое приближение дает выражение (3); максимальные отклонения l_3 , подсчитанные по этому выражению, от l_3 , подсчитанного по теории плит при $\mu = 0,1$ в пределах $\frac{a}{b} = 1 \div 3$, не превосходят 12,6%; по мере возрастания μ эти отклонения уменьшаются.

Таблица 2

Сравнение значений эквивалентных пролетов по теории плит и теории В. Д. Слесарева

Эквивалентный пролет, доли от b (пролеты по простиранию)						
по В. Д. Слесареву			по теории плит			по фактическому обрушению
$\frac{a}{b}$	$l_3 = \frac{ab}{a+b}$	$l_3 = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}}$	$= b \sqrt{\frac{\beta \left(\frac{a}{b}\right)}{2(1-\mu^2)}}$			$l_3 = \frac{ab}{1,5(a+b) - \sqrt{ab}}$
			$\mu=0,1$	$\mu=0,3$	$\mu=0,5$	
1,00	0,50	0,71	0,78	0,75	0,63	0,60
1,25	0,56	0,78	0,89	0,85	0,77	0,56
1,50	0,6	0,83	0,95	0,91	0,82	0,52
1,75	0,64	0,87	0,98	0,94	0,85	0,53
2,00	0,67	0,89	0,99	0,95	0,86	0,55
3,00	0,75	0,95	0,995	0,953	0,87	0,705

2. Влияние коэффициента поперечной деформации имеет второстепенное значение; при изменениях μ от 0,1 до 0,5 разница в определении l_2 не превосходит 13%; этим объясняется, что отсутствие μ в выражении (3) не вносит недопустимых погрешностей.

3. Из табл. 2 и рис. 2 видно, что эквивалентный пролет, вычисленный по выражению (6), в пределах $\frac{a}{b} = 1 \div 3$ достаточно близок к таковому, определяемому из выражения (2) по В. Д. Слесареву. Максимальное расхождение не превосходит 6%.

4. Выражения (2) и (3) в известной мере отражают физический смысл эквивалентного пролета, поскольку этот пролет, естественно, пропорционален отношению сил, действующих (пропорциональных площади) и сил, сопротивляющихся разрушению (пропорциональных периметру).

Для выяснения пределов отклонений фактически измеренных эквивалентных пролетов от их расчетных значений, определяемых по формулам (2), (3), (6) и (9), использованы данные испытаний ряда моделей и специальных опытов по определению критических значений обнажений кровли при четырех, трех и двух защемленных сторонах и однопролетных балок, защемленных по концам. Все сравнительные опыты проводились на одной модели, на одном

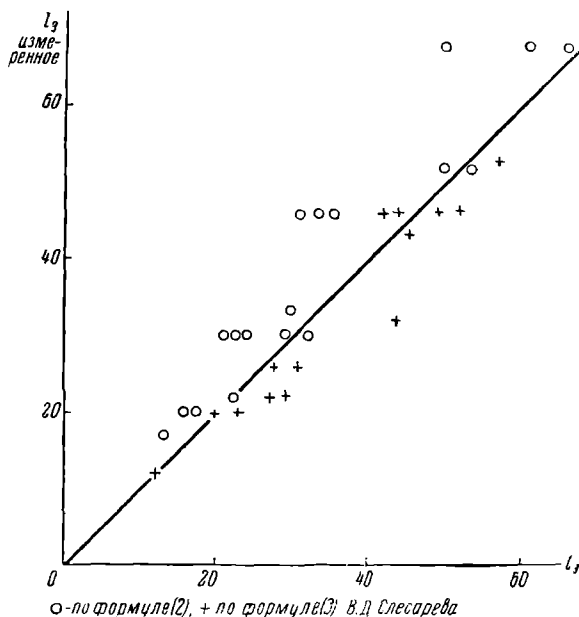


Рис. 3. Зависимость измеренного эквивалентного пролета от вычисленного по формулам В. Д. Слесарева

и том же слое, при одной и той же степени высыхания слоя (при одинаковом для всех опытов возрасте модели), следовательно, при совершенно одинаковых условиях составления и закатки смеси. Все это давало уверенность в том, что механические характеристики испытуемого слоя можно считать достаточно постоянными в данном опыте, т. е. позволило сократить в максимальной степени возможные разбросы значений исследуемых величин. В целях создания одинаковых условий проявления ползучести во всех опытах соблюдался один и тот же режим выемки, применительно к выемке комбайном «Донбасс».

Значения эквивалентных пролетов подсчитывались по выражениям (2) и (3).

Зависимость измеренного эквивалентного пролета от вычисленного по выражению (2) представлена на рис. 3 кружками, а по выражению (3) — крестиками. Точки, вычисленные по формуле (2), ложатся в основном выше, а точки, вычисленные по выражению (3), ложатся в основном ниже ожидаемой по В. Д. Слесареву прямой $y = x$.

Разброс значений l_2 , получаемых расчетным путем, находится в пределах значений углов $\sim 10^\circ$ по обе стороны прямой $y = x$. Значения l_2 ,

вычисленные на основании теории плит по формуле (9) при $\mu = 0,3$, практически совпадают с выражениями l_0 из формулы (3); значения l_0 , вычисленные по выражению (6), практически совпадают со значениями, вычисленными по выражению (2), что видно из табл. 2.

Максимальные отклонения вычисленных значений l_0 по выражению (2) достигали в наших опытах 30% от измеренных, а по выражению (3) — 27% от измеренных. Это указывает, что выражения (2) и (3) дают удовлетворительную сходимость с опытными данными и что, кроме того, влияние деформаций ползучести на значения эквивалентных пролетов не выходит за пределы влияния разбросов величин механических характеристик эквивалентов горных пород в модели.

Поскольку правомерность метода эквивалентных материалов не оставляет сомнений, подобных отклонений следует ожидать и для натурных — шахтных условий.

При определении фактических значений обнажений основной кровли a_Φ и b_Φ в период до первого обрушения, по обнажениям первого слоя непосредственной кровли, можно пользоваться выражениями

$$a_\Phi = \eta_i a; \quad (11)$$

$$b_\Phi = \eta_i b, \quad (12)$$

где η_i — коэффициент уменьшения пролета, вычисляемый по приближенной формуле

$$\eta_{n+1} = \frac{l_n - h_{n+1}}{l_n}, \quad (13)$$

где h_{n+1} — мощность слоя, для которого определяется коэффициент уменьшения пролета.

Из приведенных исследований эквивалентных пролетов вытекает, что при расчетах и исследованиях кровли, имеющей конечные обнажения a и b , можно допустить расчеты и исследования эквивалентной ей балки с пролетом, определяемым из выражений (2), (3), (6)

Выражения (2), (3) не требуют определения μ , что является известным преимуществом, тогда как определение μ для слоев, составляющих массив пород, связано с известными трудностями.

Зависимость несущей способности основной кровли от закрепляющей нагрузки. Существующие способы расчета несущей способности непосредственной и основной кровли не учитывают влияния одного из основных факторов — нагрузки, закрепляющей рассматриваемый слой кровли над его опорой и имеющей ту же природу, что и опорное давление, передаваемое вышележащей толщей пород на целики или массив угля впереди забоя.

Вопрос об опорном давлении рассматривался как в отечественной, так и в иностранной литературе, но теоретические представления по этому вопросу недостаточно обоснованы и весьма неполны.

Отдельные шахтные исследования проводились в различных условиях, поэтому не только использованче, но даже и сопоставление их невозможно. Так, например, зона опорного давления впереди очистного забоя по различным исследованиям колеблется в пределах от 20 до 250 м, а отношение максимальных значений опорного давления к весу столба пород над целиком — в пределах 1,5 ÷ 3. Поэтому необходимый для расчетов характер распределения опорного давления в твердых слоистых породах остается недостаточно выясненным. Вероятнее его распределение в средней части достаточно длинного забоя, по данным указанных выше исследований, может быть схематично изображено одной

из кривых рис. 4. Какая из этих кривых наиболее близко отвечает действительности рассматриваемого слоистого строения пород — остается неясным. Опорное давление на пласт со стороны кровли вызывает реактивное давление и со стороны почвы (например, кривая 1, рис. 4).

Зона опорного давления впереди длинного забоя может быть разбита на четыре зоны (см. рис. 4) *а* — первую пониженных напряжений; *б* — повышенных напряжений; *в* — вторую пониженных напряжений; *г* — давлений, близких к первоначальному.

Вопрос о существовании второй зоны пониженных напряжений является спорным; недостаточно выяснен и вопрос о расслоении пород почвы.

Приводимые в литературе исследования характера опорного давления имеют два существенных недостатка: 1) отсутствие исследова-

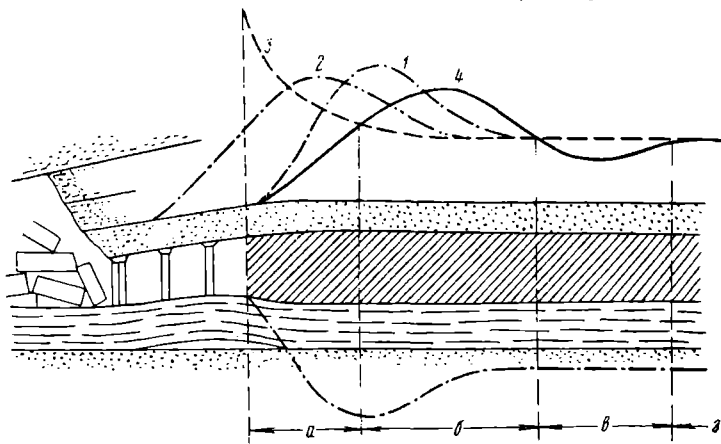


Рис. 4. Кривые вероятного распределения опорного давления в средней части достаточно длинного очистного забоя в период «установившегося движения кровли» при горизонтальном залегании пласта

ний динамики опорного давления, тогда как и величина и характер его распределения меняются в зависимости от ряда факторов, в частности от величины обнажения кровли (ширины пролета); 2) отсутствие расчетного метода, позволяющего оценить характер распределения и величину нагрузки, закрепляющей данный слой кровли над опорой.

Попытки выяснения динамики опорного давления были предприняты нами в 1950—1956 гг.¹ Для исследования динамики опорного давления был принят метод плоских моделей из эквивалентных материалов.

Применяемый обычно в моделях способ измерения опорного давления динамометрами, помещаемыми на значительном удалении друг от друга в том или ином слое модели, нецелесообразен по двум причинам: а) вследствие трудности получения одинаковых характеристик деформируемости материала данного слоя и динамометра. Можно было бы идти по пути использования в качестве датчиков самого материала того или иного слоя, но наличие остаточных деформаций не позволяет провести нужную тарировку этих материалов; б) при размещении динамометров на значительном удалении друг от друга не получается до-

¹ Значительная часть этих экспериментов освещена в отчетах, хранящихся в фондах ЛГИ. В выполнении этих работ принимали участие И. П. Толстунов, Ю. А. Мостов, В. Г. Бескаравайный.

статочно полной картины в последовательности распределения и изменения опорного давления.

Удовлетворительные результаты по изучению опорного давления можно получить, если уложить слой, состоящий из датчиков, помещаемых рядом друг с другом; жесткость датчиков целесообразно принимать

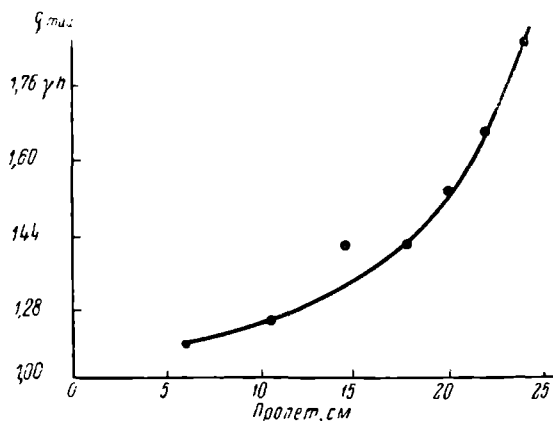


Рис. 5. Изменение опорного давления в зависимости от изменения пролета

равной средней жесткости слоев, между которыми предполагается разместить датчики. Размеры датчиков должны быть по возможности наименьшими, особенно, если имеется в виду провести измерение межслойных давлений.

Для измерения опорного давления нами применялись емкостные датчики (их размер по простиранию 15 мм, толщина датчиков — 3 мм) и измерительная станция, разработанные по нашему заданию П. Д. Качановым.

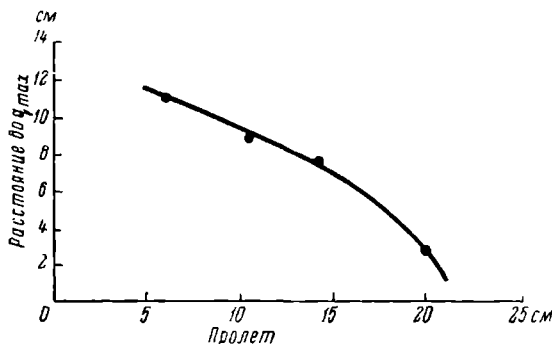
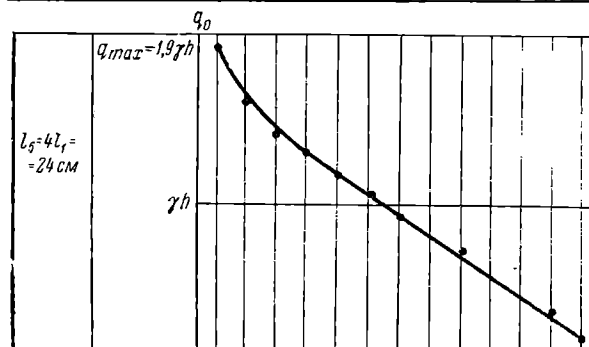
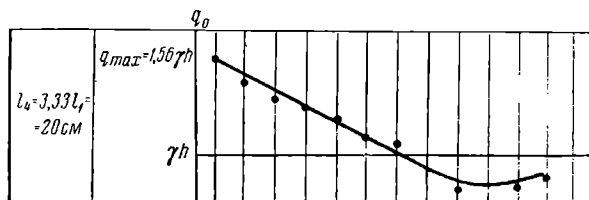
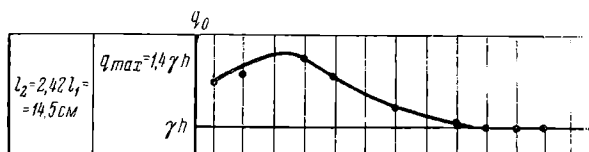
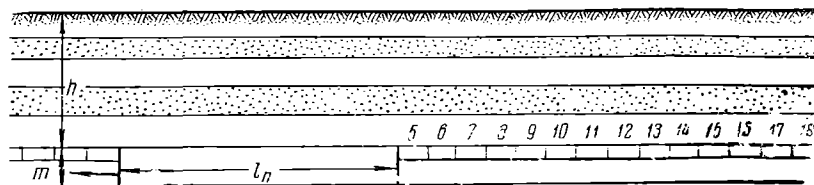


Рис. 6. Изменение места максимума опорного давления на задний целик в зависимости от изменения пролета

Из рис. 5—7, где показаны изменения опорного давления на задний целик при отходе забоя от разрезной печи до первого обрушения, вытекает следующее:

1) по мере увеличения пролета опорное давление не только возрастает, но его максимум перемещается все ближе к краю целика или к забою; закон распределения опорного давления не остается постоянным



Расстояние от края целика

Рис. 7. Изменение характера распределения опорного давления и расстояния от забоя до максимума опорного давления в зависимости от пролета (для заднего целика)

для данного случая, а изменяется в зависимости от процессов выемки и посадки кровли;

2) размеры зоны распространения опорного давления возрастают с возрастанием пролета;

3) подтверждается волнообразный характер распределения опорного давления¹;

4) максимальное значение опорного давления в опытах составило $1,9\gamma H$, где H — глубина залегания пласта;

5) по мере увеличения пролета происходит достаточно быстрое нагружение целиков, а в момент обрушения кровли — их ударная разгрузка, т. е. режим нагружения опорных целиков и кровли не статический, а представляет собой своеобразное чередование режимов различных изменений нагрузки: медленного, относительно быстрого и ударного (мгновенное возрастание обнажения кровли при взрывной отбойке);

6) влияние глубины имеет некоторую аналогию с влиянием пролета, а именно: с возрастанием глубины (при прочих равных условиях) максимум опорного давления перемещается к краям целиков;

7) несущая способность кровли определяется пролетом пород, зависающих над рассматриваемым слоем; увеличение этого пролета приводит к возрастанию максимума нагрузки, закрепляющей данный слой, и смещению места его приложения к краю заделки, т. е. к возрастанию концентрации давления на кровлю в месте ее заделки над опорой, или, говоря иными словами, к весьма значительному возрастанию в этом месте вертикальной составляющей тензора напряжений.

Вышеизложенное показывает, что динамика изменения параметров опорного давления зависит от конкретных условий и метод аналогий может приводить к весьма большим погрешностям, поэтому определение опорного давления расчетным путем, по-видимому, является основным методом.

Решение задачи о напряженном состоянии кровли прежде всего требует решения вопроса о характере заделки краев ее обнажений по всему опорному контуру в различные периоды ее работы.

До последнего времени допускалось, что при средних глубинах для нетрещиноватых пород закрепление кровли с достаточной для практических целей точностью может приниматься полным. Если при тех же условиях породы кровли имеют трещины достаточно близко у опор, то кровлю считают свободно опертой.

Для балки на двух опорах, по И. Г. Бубнову, соотношение напряжений у опорных сечений $\sigma_{оп}$ к напряжениям в среднем сечении $\sigma_{ср}$ определяется степенью закрепления кровли на опорах.

Проиллюстрировать это наиболее просто на примере с однопролетной балкой. Соотношение этих напряжений, по И. Г. Бубнову, можно определить из формулы

$$\alpha = \frac{\sigma_{оп}}{\sigma_{ср}} = \frac{\chi}{\frac{3}{2} - \chi} \quad (14)$$

где χ — коэффициент закрепления на опорах.

Очевидно, наибольшая разница в значениях $\sigma_{оп}$ и $\sigma_{ср}$ наступает при полном закреплении, т. е. при $\chi = 1$, когда $\alpha = 2$.

¹ Можно предполагать, что волнообразный характер распределения опорного давления резко проявляется при прочной основной кровле и небольшой глубине залегания пласта.

При управлении кровлей полным обрушением, по мере развития очистных работ, когда обнажения достигают своих предельных размеров, напряжения в опорных сечениях достигают критических значений, соответствующих появлению вблизи опор пластических деформаций. Форма и размеры областей этих пластических деформаций применительно к балкам были исследованы еще И. Г. Бубновым. Появление пластических деформаций в этих областях изменяет условия закрепления опорных сечений, уменьшая степень их закрепления, а следовательно, снижает несущую способность кровли.

Изменение α в зависимости от χ для балок графически представлено на рис. 8.

Изменение степени закрепления краев балки над опорами приводит к изменению распределения напряжений, как представлено на рис. 9.

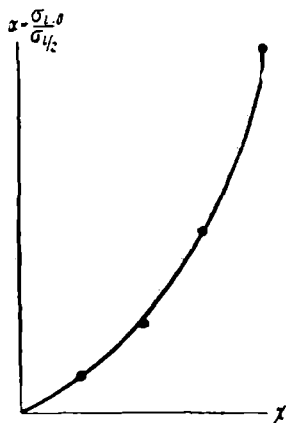


Рис. 8. Изменение соотношения напряжений в зависимости от изменения коэффициента закрепления

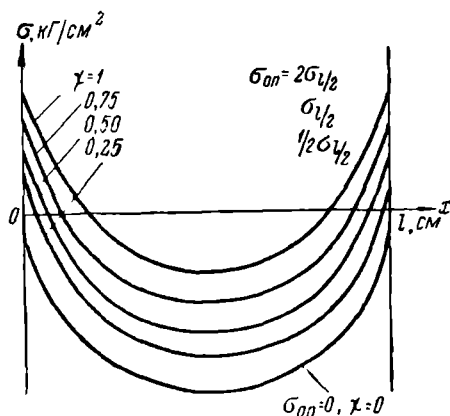


Рис. 9. Схема изменения распределения напряжений при изгибе однопролетной балки в зависимости от изменения степени закрепления ее концов на опорах

Такое представление, справедливое для балок, не может быть полностью перенесено на кровлю. Когда говорят о полном замещении, имеют в виду отсутствие возможности поворота опорного сечения балки, для чего достаточно обеспечить только плотное примыкание заделываемого конца балки к поверхностям в гнезде опоры. В условиях работы кровли ее защемленные на опорах участки не только плотно примыкают к поверхностям вмещающих ее слоев, но нагружены еще опорным давлением, имеющим, как мы видим, и свои законы распределения, и свою динамику. Кроме того, на несущую способность кровли существенное значение оказывает деформируемость опорных целиком при сохранении прочих условий, также определяемая опорным давлением. Влияние закрепляющей нагрузки на несущую способность кровли в литературе совершенно не рассматривалось, вследствие чего необходимо остановиться на этом более подробно.

Некоторое представление об изменении характера напряженного состояния опорных участков балок в зависимости от изменения закрепляющей нагрузки дают цветные картины полос, полученные нами¹ оптическим методом для слоистой модели из оптически активного желатина.

¹ В этих опытах принимал участие студент Ф. М. Лурье.

На рис. 10 представлена цветная картина полос при давлении над опорой $q_{оп} = 18 \text{ Г/см}^2$, а на рис. 11 при $q_{оп} = 300 \text{ Г/см}^2$.

Наиболее резкие изменения напряженного состояния имеют место в балке (слое) № 3, испытывающей наибольшую нагрузку, особенно в заземленной ее части.

Вследствие того, что при работе с обрушением наиболее характерной стадией работы кровли является ее разрушение, нами были проведены дополнительные опыты по изучению зависимости разрушающего момента $M_{разр}$ и прогиба f от закрепляющей нагрузки $q_{зак}$ с балками типа горных пород, общая схема которых для консольной балки представлена

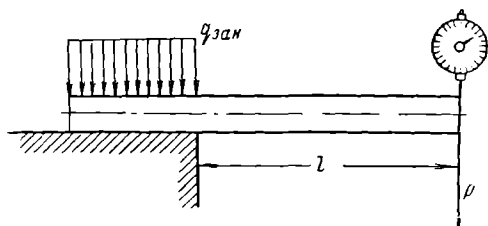


Рис. 12. Схема испытания консольных балок, нагруженных на опоре

на рис. 12. Испытаниям подвергались балки, изготовленные из гипсопесчаных и цементнопесчаных смесей. Результаты испытаний представлены графиками (рис. 13 и 14). По оси абсцисс на рис. 13 для наглядности указаны также пределы прочности сжатию материала каждой серии $\sigma_{пч. сж.}$. Результаты испытаний всех трех серий достаточно согласуются между собой.

Опыты не ставили своей целью получение количественных характеристик для расчетов; их задача заключалась лишь в том, чтобы показать характер изменения несущей способности балки в зависимости от значений закрепляющей нагрузки.

Эти опыты показывают существование большого влияния закрепляющей нагрузки на несущую способность балки, пренебрегать которым можно, по-видимому, лишь при сравнительно малых соотношениях ее к пределу прочности сжатию рассматриваемой балки; при больших значениях этого соотношения (более 0,80) можно считать, что балка практически не сохраняет несущей способности. Учет закрепляющей нагрузки целесообразно проводить в пределах

$$0,1\sigma_{пч. сж.} < q_{зак} < 0,8\sigma_{пч. сж.} \quad (15)$$

В этих пределах зависимость $M_{раз} = \varphi(q_{зак})$ с достаточным приближением может быть заменена прямой, наклоненной к оси абсцисс под углом ψ , что очевидно из рис. 13.

Уравнение этой прямой в указанных пределах имеет вид

$$M_{разр} = M_0 - q_{зак} \operatorname{tg} \psi, \quad (16)$$

где $M_{разр}$ — разрушающий момент.

Для трех серий проведенных нами опытов, как видно из рис. 13, угол ψ имеет примерно одинаковое значение. Можно предполагать, что для различных типов горных пород значения угла ψ изменяются в значительных пределах.

Таким образом, следует считать доказанным, что закрепляющая нагрузка снижает несущую способность кровли, уменьшает предельно допустимые ее обнажения и прогибы (рис. 14). Отсутствие учета влияния закрепляющей нагрузки является одной из причин, объясняющих расхождение между фактическими предельными пролетами, наблюдаемыми и в шахтных и в лабораторных условиях на моделях, которые всегда значительно меньше их величин, определяемых по существующим формулам.

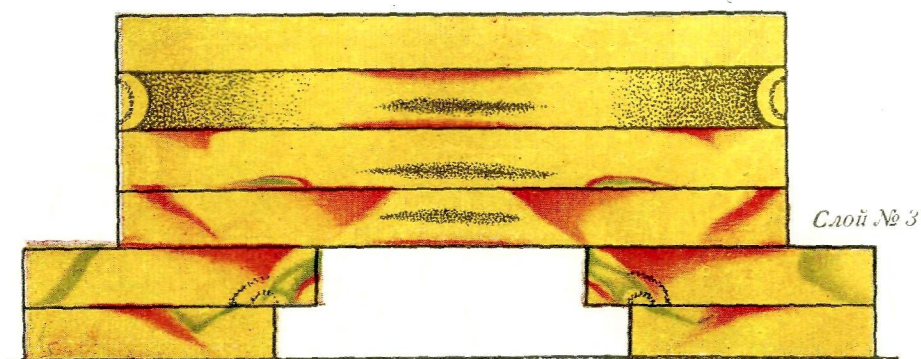


Рис. 10. Цветная картина полос в модели из оптически активного желатина при давлении 18 Г/см^2

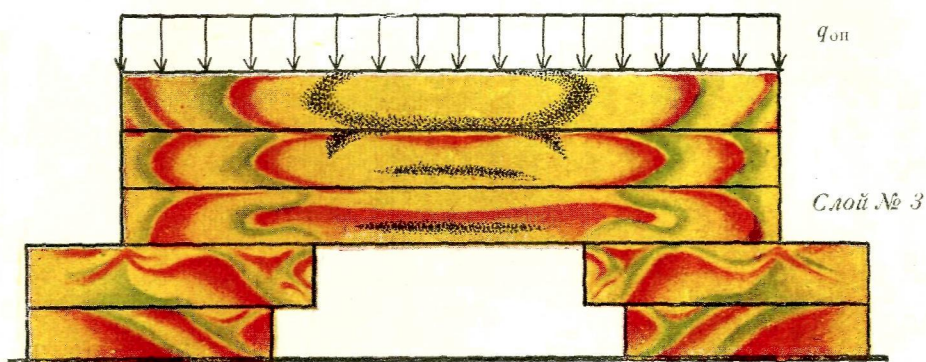


Рис. 11. Цветная картина полос в модели из оптически активного желатина при давлении 300 Г/см^2

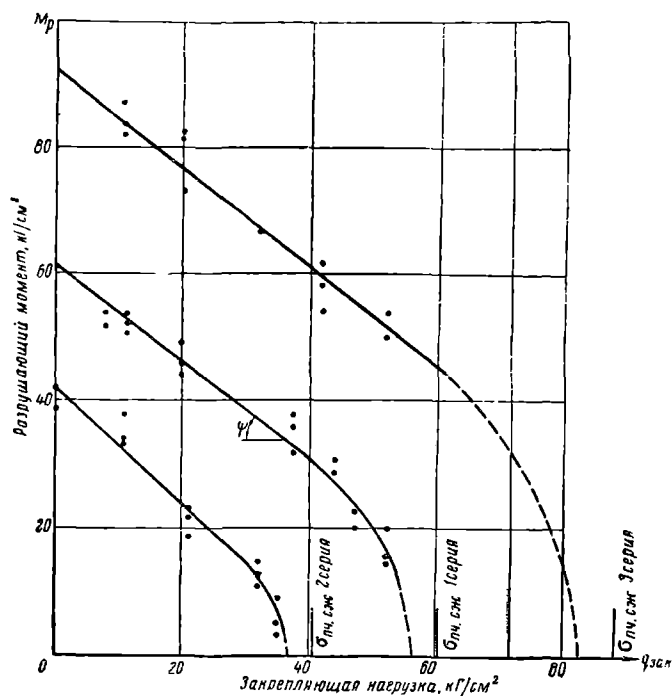


Рис. 13. Зависимость разрушающего момента от закрепляющей нагрузки для консольных балок

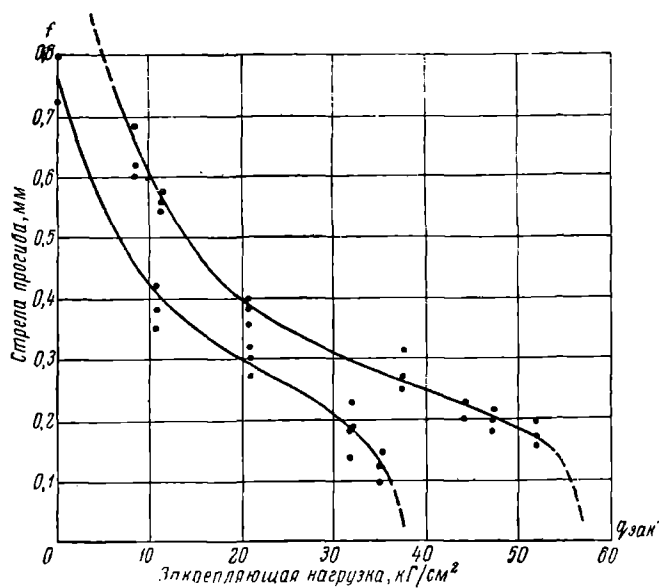


Рис. 14. Зависимость максимального прогиба от закрепляющей нагрузки для консольных балок

И шахтные и лабораторные исследования показывают, что опорное давление может превосходить давление, определяемое весом столба пород γH , в 2—3 раза. Следовательно, при глубине залегания основной кровли $H = 500$ м закрепляющая нагрузка может достигать по крайней мере 400 кг/см^2 . Для весьма прочных песчаников предел прочности сжатия составляет $1000\text{—}1200 \text{ кг/см}^2$. Следовательно, даже в этом случае закрепляющая нагрузка будет составлять 30—35 % (!) от предела прочности сжатия и будет снижать значения предельных пролетов на 20—30 % (!). Что же касается более слабых пород кровли, то отсутствие учета закрепляющей нагрузки может приводить к чрезвычайно большим погрешностям: как указывалось выше, при соотношении $\frac{q_{\text{зак}}}{\sigma_{\text{пч. сж}}} > 0,8$ породы

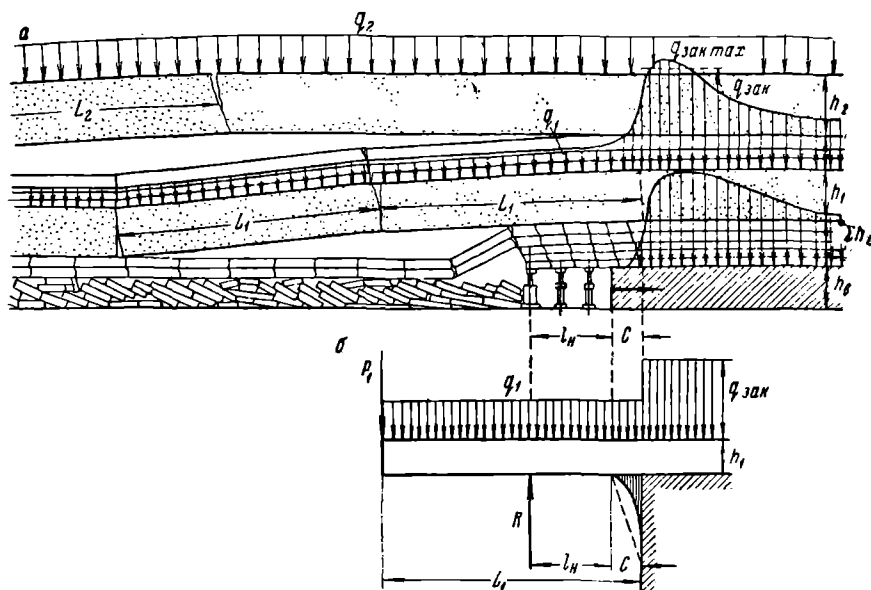


Рис. 15. Упрощенная схема работы основной кровли перед ее очередным обломом (а) и расчетная схема нагрузок, испытываемых основной кровлей перед обломом (б)

кровли практически не обладают несущей способностью и будут обрушаться за каждым врубом.

Следовательно, вертикальную составляющую тензора напряжений, возникающую в месте заделки по контуру рассматриваемого слоя кровли и закрепляющую данный слой над его опорой, необходимо обязательно учитывать в указанных выше пределах при расчетах несущей способности непосредственной и основной кровли.

Существенный недостаток приведенных опытов состоит в том, что они проводились для условий плоской, а не объемной модели; однако это обстоятельство легко можно учесть, вводя соответствующую поправку на модуль упругости [9].

Расчет несущей способности кровли и характеристик крепей. Приведенный ниже расчетный метод определения несущей способности основной кровли предлагается для твердых слоистых горных пород. Общим случаем строения такого типа толщи является наличие в ней нескольких пород-моств. Характерной чертой работы такой толщи являются расслоения ее на пачки, в основаниях которых лежат породы-моствы, и обрушения пачками. На это обстоятельство обращал внимание

Б. И. Бокий, который указывал, что даже при относительно небольших глубинах обрушение покрывающей толщи происходит в 2—3 приема. Значения нагрузок, сжимающих основную кровлю в месте ее заделки, непостоянны и могут превосходить вес столба пород, так как расслоения приводят к появлению изгибающих моментов в породах-мостах над основной кровлей (рис. 15, а)

Разломы основной кровли могут происходить или за линией посадочной крепи, или над забоем, или, наконец, впереди забоя.

В практике и на моделях наблюдаются расслоения непосредственной и основной кровли (например, шахта «Западная-Капитальная» треста Несветайантрацит и др.); наблюдаемые нередко удары основной кровли о непосредственную также говорят о наличии между ними расслоений. В свою очередь наличие указанных расслоений доказывает, что разломы основной кровли происходят в этих случаях не над посадочной крепью, а впереди нее.

Приведенные ниже расчеты также показывают, что разломы основной кровли, как правило, могут происходить за линией посадочной крепи только при крепях гораздо более жестких и прочных, нежели применяемые в настоящее время; практическое использование подобных крепей в подавляющем большинстве случаев не вызывается необходимостью.

Состояния угля в пределах ширины призабойной полосы угля C определяется численными значениями деформации основной кровли на этом участке и прочностными характеристиками угля.

Данные практики показывают, что в общем случае эта призабойная полоса угля весьма сильно деформируется, растрескивается, в ряде случаев раздавливается и может являться опорой, над которой происходят разломы основной кровли лишь на некотором удалении C от забоя. Поэтому при построении расчетной схемы следует считать, что в общем случае разломы основной кровли происходят впереди очистного забоя.

На основании анализа шахтных и лабораторных исследований, известных в литературе и проведенных нами методом объемных моделей, а также исследований, описанных выше, для определения несущей способности основной кровли следует принять расчетную схему, изображенную на рис. 15, а.

Давление на основную и непосредственную кровлю над их опорами по существу ничем не отличается от опорного давления, сжимающего массив угля впереди забоя и целики по контуру обнажения пород, ибо непосредственная кровля является опорой для основной кровли, а последняя в свою очередь является опорой для вышележащей толщи. Но во избежание смешивания понятий давление, передаваемое вышележащей толщей на основную кровлю в месте ее заделки, будем, как и ранее, называть закрепляющей нагрузкой и сохраним для нее обозначение $q_{\text{зак}}$.

Из рис. 15, а видно, что на участке закрепления основной кровли закрепляющая нагрузка может быть принята равномерно распределенной, а ее интенсивность

$$q_{\text{зак}} = (0,8 \div 0,9) q_{\text{зак max}} \quad (17)$$

Схема распределения нагрузок на основную кровлю представлена на рис. 15, б, из которого видно, что работа основной кровли в данных условиях может быть уподоблена работе полубесконечной балки на упругом основании (см. также [6]).

При расчетах несущей способности основной кровли реакциями стоек призабойной крепи можно пренебречь вследствие их малости по сравнению с реакцией посадочной крепи.

При данных достаточно обоснованных допущениях можно принять упрощенную расчетную схему для полубесконечной балки на упругом основании, приведенную на рис. 16, а. Эту задачу удобно решать, разложив ее на две задачи, представленные схемами (рис. 16, б и в).

Самым неблагоприятным является случай, когда уголь потерял вблизи забоя несущую способность. При этом сжатие у забоя полосы угля шириной C ограничивается деформируемостью основной кровли на этом участке.

Если распределение реактивных давлений по длине C принять по треугольнику, то создаваемая этим давлением перерезывающая сила

$$Q_c = - \frac{q_{\text{зак}} C}{2} \quad (18)$$

создаваемый им момент

$$M_c = - \frac{q_{\text{зак}} C^2}{3} \quad (19)$$

Из рассмотрения схемы, изображенной на рис. 15, б, получаем следующие выражения:

а) для поперечной силы

$$P_0 = \frac{3}{2} q_1 L_1 - R - \frac{1}{2} q_{\text{зак}} C; \quad (20)$$

б) для изгибающего момента

$$M_0 = q_1 L_1^2 - R(l_n + C) - \frac{1}{3} q_{\text{зак}} C. \quad (20a)$$

Рис. 16. Упрощенная расчетная схема:
а — при совместном действии момента, сосредоточенной силы и распределенной нагрузки; б — при одновременном действии изгибающего момента и сосредоточенной силы; в — при действии закрепляющей равномерно распределенной нагрузки

Дифференциальное уравнение изгиба балки на упругом основании, изображенной на рис. 16, б нагруженной на конце сосредоточенной силой P_0 и моментом M_0 , имеет вид

$$E_1 I_1 \frac{d^4 y}{dx^4} + Ky = 0. \quad (21)$$

Если обозначить

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_1 I_1}}, \quad (22)$$

то общий интеграл уравнения (21) имеет вид

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{+\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x). \quad (23)$$

Очевидно, при $x = \infty$, прогиб $y = 0$, и поэтому $C = D = 0$. Следовательно, имеем уравнение упругой линии

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x). \quad (24)$$

Использование граничных условий дает возможность определить постоянные A и B :

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{1}{2E_1 I_1 \beta^3} (P_0 + M_0 \beta) \\ B &= \frac{M_0}{2E_1 I_1 \beta^2} \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

После подстановки значений A и B окончательно получаем уравнение упругой линии рассматриваемой балки

$$y_1 = e^{-\beta x} \left[\frac{P_0}{2E_1 I_1 \beta^3} \cos \beta x + \frac{M_0}{2\beta^2 E_1 I_1} (\cos \beta x - \sin \beta x) \right]. \quad (26)$$

Для балки, изображенной на рис. 16, *в*, аналогично получим уравнение упругой линии в следующем виде:

$$y_2 = \frac{q_{\text{зак}}}{4\beta^4 E_1 I_1} [e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) - 1]. \quad (27)$$

Дифференцируя уравнения (26) и (27) и суммируя, получим окончательно следующие уравнения для схемы рис. 16, *а*:

а) для упругой линии

$$\begin{aligned} y &= \frac{e^{-\beta x}}{2E_1 I_1 \beta^3} [P_0 \cos \beta x + M_0 \beta (\cos \beta x - \sin \beta x)] + \\ &+ \frac{e^{-\beta x}}{4E_1 I_1 \beta^4} q_{\text{зак}} (\cos \beta x - \sin \beta x) - \frac{q_{\text{зак}}}{4E_1 I_1 \beta^4}; \end{aligned} \quad (28)$$

б) для углов поворота сечений

$$\theta = \frac{e^{-\beta x}}{2E_1 I_1 \beta^2} [P_0 (\cos \beta x + \sin \beta x) + 2M_0 \beta \cos \beta x] - \frac{e^{-\beta x}}{2E_1 I_1 \beta^3} q_{\text{зак}} \cos \beta x; \quad (29)$$

в) для изгибающего момента

$$\begin{aligned} M &= \frac{e^{-\beta x}}{\beta} [P_0 \sin \beta x + M_0 \beta (\cos \beta x - \sin \beta x)] + \\ &+ \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^2} q_{\text{зак}} (\cos \beta x + \sin \beta x); \end{aligned} \quad (30)$$

г) для перерезывающей силы

$$Q = e^{-\beta x} [P_0 (\cos \beta x - \sin \beta x) - 2M_0 \beta \sin \beta x] - \frac{e^{-\beta x}}{\beta} q_{\text{зак}} \sin \beta x. \quad (31)$$

Уравнения (28)–(31) могут быть использованы как для вычисления характера распределения опорного давления на массив угля впереди забоя, так и для расчета несущей способности основной кровли.

Определение деформируемости системы непосредственная кровля—пласт—почва может быть выполнено лишь приближенно; наиболее простым является случай, когда деформируемость непосредственной кровли и почвы мала по сравнению с деформируемостью разрабатываемого пласта и когда можно ограничиться рассмотрением только деформируемости пласта.

В значение β , определяемое по формуле (22), входит k — коэффициент постели, который можно принять постоянным и определить из выражения

$$k = \frac{E_{\text{пр}}}{h_{\text{в}}}, \quad (32)$$

где $E_{\text{пр}}$ — приведенный модуль деформаций пласта;
 $h_{\text{в}}$ — мощность пласта.

Вблизи забоя уголь деформируется, находясь в сложном напряженном состоянии, при котором деформация мысленно вырезанного элемента пласта встречается отпор в направлении по падению и восстановлению пласта, поэтому приближенно примем

$$E_{\text{пр}} = \frac{E_m}{1 - \mu^2}, \quad (33)$$

где E_m — модуль деформаций пласта при одноосном сжатии.

Подставив выражения (32) и (33) в формулу (22), получим

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_m}{4h_{\text{в}}E_1I_1(1 - \mu^2)}}. \quad (34)$$

Из выражения (30) при $x=0$ и при использовании выражений (20) и (20а) имеем

$$M_{\text{разр}} = \frac{1}{6} \sigma_{\text{пч. сж}} h_1^2 - q_{\text{зак}} \operatorname{tg} \psi = q_1 L_1^2 - R(l_n + c) - \frac{1}{3} q_{\text{зак}} c + \frac{1}{2} \frac{1}{2\beta^2} q_{\text{зак}}, \quad (35)$$

откуда

$$R = \frac{q_1 L_1^2 + q_{\text{зак}} \left(\operatorname{tg} \psi + \frac{1}{2\beta^2} - \frac{c}{3} \right) - \frac{1}{6} \sigma_{\text{пч. из}} h_1^2}{l_n + c} \quad (36)$$

Значение R можно получить также из выражения (28) при $x=0$, используя выражения (20) и (20а)

$$R = \frac{\beta q_1 L_1^2 + \frac{3}{2} q_1 L_1 - q_{\text{зак}} c \left(\frac{3 + 2\beta}{6} \right)}{\beta(l_n + c) + 1} \quad (37)$$

Далее из выражений (36) и (37) получаем

$$L_1^2 - \frac{3}{2} L_1(l_n + c) - \frac{\frac{1}{6} \sigma_{\text{пч. из}} h_1^2 - K_2 q_{\text{зак}}}{q_1} [\beta(l_n + c) + 1] + \frac{1}{6} \frac{q_{\text{зак}} c (3l_n + 1)}{q_1} = 0, \quad (38)$$

где

$$K_2 = \operatorname{tg} \psi + \frac{1}{2\beta^2} \quad (39)$$

При $c = -l_n$ и $q_{\text{зак}} = 0$ выражение (35) обращается в обычную формулу консольной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой и сосредоточенной силой на конце.

Помимо того, значения L_1 , реакции R и ее перемещения Δh_R связаны между собой уравнениями

$$\Delta h_R = \frac{1}{E_1 I_1} (q_1 N_1 + R N_2); \quad (40)$$

$$N_1 = \frac{1}{24} \{ 10(l_n + c) L_1^3 + 12\beta L_1^2 + L_1 [18 - 2(l_n + c)^3] - (l_n + c)^4 \}; \quad (41)$$

$$N_2 = \frac{1}{6} \left[\frac{3\beta(l_n + c) + 1}{\beta^3} - 2(l_n + c)^3 \right] \quad (42)$$

Для решения уравнений (38) и (40) можно построить номограммы.

Ползучесть горных пород зависит от ряда факторов: условий нагружения, значений нагрузки, времени действия нагрузки и других, но она изучена недостаточно. Поэтому учет ползучести может быть пока произведен грубо приближенно введением в уравнения (37) и (38) коэффициента ползучести

$$\xi = \frac{l_{дл}}{l_{кр}} < 1, \quad (43)$$

где $l_{кр}$ — предельный пролет рассматриваемой породы при кратковременных испытаниях;

$l_{дл}$ — то же, при длительном действии нагрузки за время, соответствующее времени работы рассматриваемой породы кровли.

Определение L_1 из выражения (38) требует предварительного установления численных значений $q_{зак}$, которые можно приближенно принять по данным натурных или лабораторных исследований для аналогичных условий, либо определить расчетом. В последнем случае всю толщу подрабатываемых пород следует разбить на пакки с породами-мостами в основании, а затем вести расчет последовательно от пакки к пакке, сверху вниз, используя для определения пролета данной породы-моста формулы (36) и (43), из которых для L_i получаем следующее выражение:

$$L_i = \xi \sqrt{\frac{\frac{1}{6} \sigma_{пч. из} h_i^2 - q_{зак} i \left(\operatorname{tg} \psi_i + \frac{1}{2\beta_i^2} \right)}{q_i}} \quad (44)$$

Значение L_i , определяемое из выражения (44), является эквивалентным пролетом; действительное значение L_1 должно определяться по найденному значению L_i из формул В. Д. Слесарева (2) и (3). Но уже при $\frac{a}{L_i} = 5 \div 8$ погрешность в определении L_1 без учета формул (2) и (3) невелика; в подавляющем большинстве случаев для рассматриваемого установившегося режима движения основной кровли погрешностью в определении L_1 без учета формул (2) или (3) можно пренебречь.

Для первой пакки $q_{зак, i} = \gamma_{кр} H_1$, а для последующих пакчек $q_{зак, i}$ по известному L_{i-1} определяется из выражения (28).

В литературе нередко выдвигается вопрос о необходимости переноса разломов основной кровли за линию посадочной крепи.

В большинстве случаев практически это весьма трудно осуществить, так как деформации основной кровли над посадочной крепью весьма малы и, следовательно, выполнение указанного требования вызывает необходимость применения весьма тяжелых крепей с очень большими несущими способностями и жесткостью и с широкими опорными пли-

В этом же убеждают и весь опыт работы шахт с применением деревянных крепей и опыты посадки кровли на призабойную крепь.

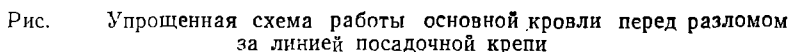
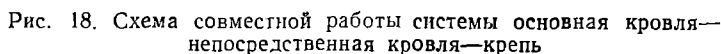


Схема взаимодействия основной и непосредственной кровли и крепи в конечной стадии опускания основной кровли представлена на рис. 18.



Численные значения опускания основной кровли над посадочной крепью, как следует из рис. 18, определяются выражением

Предел свободного опускания основной кровли h_c определяется уравнения

где h_b — вынимаемая мощность разрабатываемого пласта;

$\sum_{i=1} h_i$ — суммарная мощность непосредственной кровли.

$$\lambda = \frac{l_n + c}{L_1}, \quad (47)$$

где L_1 определяется из выражения (44).

Следовательно,

$$\Delta h_R = \frac{\left[h_B - (k_{ср} - 1) \sum_1^n h_i \right] (l_n + c)}{\varepsilon \sqrt{\frac{\sigma_{пч. из}}{q_1} \frac{h_1^2}{6} - \frac{q_{зак}}{q_1} \left(\operatorname{tg} \psi + \frac{1}{2\varepsilon^2} \right)}} \quad (48)$$

Из данных практики $h_{с max} \leq (0,2 \div 0,5) h_B$, тогда

$$\Delta h_R = \frac{0,2 h_B (l_n + c)}{\sqrt{\frac{\sigma_{пч. из}}{q_1} \frac{h_1^2}{6} - \frac{q_{зак}}{q_1} \left(\operatorname{tg} \psi + \frac{1}{2\varepsilon^2} \right)}} \quad (49)$$

При использовании выражения (48) следует иметь в виду, что в большинстве случаев интенсивно разрыхляется не вся толща непосредственной кровли, а лишь ее нижняя часть, вследствие чего значение $k_{ср}$, принимаемое по литературным данным, является условным.

Характеристику посадочной крепи нарастающего сопротивления, соответствующую конечной стадии опускания основной кровли, можно найти исходя из предположения, что разбитая трещинами непосредственная кровля может сохранять относительную устойчивость, пока трещины не получили достаточного раскрытия. Поэтому желательно, чтобы опускания непосредственной кровли в пределах рабочего пространства не превосходили опусканий основной кровли, т. е. когда

$$\Delta h_{max} = \Delta h_R - \Delta h_{вд}, \quad (50)$$

где $\Delta h_{вд}$ — вдавливание крепи в почву и непосредственную кровлю;

$\Delta h_{ш}$ — опускание посадочной крепи на расстоянии, равном шагу обрушения,

$$\Delta h_{ш} = \frac{h_c (l_n + c - l_{ш})}{L_1}, \quad (51)$$

где $l_{ш}$ — шаг посадки непосредственной кровли.

При выполнении условий

$$R < pS \text{ и } \Delta h_{вд} = 0,$$

где p — допускаемое удельное давление на почву и непосредственную кровлю;

S — площадь опоры посадочной крепи

из выражений (49) и (50) имеем

$$\Delta h_{max} = \frac{0,5 h_B l_{ш}}{\varepsilon \sqrt{\frac{\sigma_{пч. из}}{q_1} \frac{h_1^2}{6} - \frac{q_{зак}}{q_1} \left(\operatorname{tg} \psi + \frac{1}{2\varepsilon^2} \right)}} \quad (52)$$

Приводим примеры подсчета $\Delta h_{\max}$ по выражению (52) при $h_0 = 1$ м; $\frac{E_m}{E_1} = 0,2$; $\frac{\tau_{\text{пл. из}}}{q_1} = 80,0$; $\xi = 0,5$

h_1	4,0	4,0	4,0	10,0	10,0	10,0	10,0
$q_{\text{зак}}$	20,0	20,0	20,0	80,0	80,0	80,0	80,0
q_1							
$l_{\text{ш}}, \text{ м}$	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	5,0
$\Delta h_{\max}, \text{ см}$	10,0	20,0	30,0	3,3	6,7	10,0	16,6

Как видно, полученные подсчеты значений $\Delta h_{\max}$ не расходятся с данными практики и опытов.

Максимальную нагрузку $R_{\max}$ на посадочную крепь можно определить из выражения

$$R_{\max} = P_{\gamma} + \frac{M_{\text{доп}}}{d} + P_{\text{расп}},$$

где P_{γ} — вес непосредственной кровли, приходящийся на посадочную крепь, с учетом работы призабойной крепи;

$M_{\text{доп}}$ — дополнительный изгибающий момент, вызванный зависанием непосредственной кровли вдоль забоя с пролетом d , связанный с появлением параллельно забою трещин ослабления и трещин давления (плоская схема рис. 18 не отражает действия этих зависаний) непосредственной кровли;

$P_{\text{расп}}$ — начальный распор посадочной крепи.

После подстановки и преобразования получим

$$R_{\max} = \frac{1}{4} \gamma_{\text{н.к}} (2l_{\text{н}} + l_{\text{ш}}d) \sum_1^n h_i + P_{\text{расп}}, \quad (53)$$

где $\gamma_{\text{н.к}}$ — средний объемный вес пород непосредственной кровли.

Потребную жесткость для прямолинейной характеристики посадочной крепи можно найти из условия

$$R_{\max} = \Delta h_{\max} \operatorname{tg} \beta_1, \quad (54)$$

где β — угол наклона характеристики к оси деформаций,

$$\operatorname{tg} \beta_1 = \frac{0,5 (l_{\text{н}} + c) \gamma_{\text{н.к}} \sum_1^n h_i}{h_{\text{в}} l_{\text{ш}}} L_1. \quad (55)$$

Если у принятой конструкции крепи угол наклона характеристики $\beta_2 > \beta_1$, то и реакция крепи $R_2 > R_{\max}$, что видно из следующего уравнения, полученного из выражений (52), (53) и (54):

$$R = \frac{0,5 h_{\text{в}} l_{\text{ш}} \operatorname{tg} \beta}{L_1} \quad (56)$$

Наоборот, если при $\operatorname{tg} \beta_2 < \operatorname{tg} \beta_1$ (при данном строении пород непосредственной кровли) и соблюдается условие $R_2 = R_{\max}$, то опускание у принятой конструкции крепи $\Delta h_2 > \Delta h_{\max}$; это приведет к расслоению непосредственной и основной кровли, а следовательно, к частичной потере несущей способности непосредственной кровли.

Призабойная крепь выполняет в данных условиях в основном функцию предохранения от случайных вывалов кровли, так как нагрузка передается на массив угля и посадочную крепь.

В целях согласованности работы призабойной и специальной крепей их характеристики должны быть одинаковыми и определяться выражением (55).

Предельную нагрузку на призабойную крепь можно принимать по формуле

$$r = \frac{l_n}{n} \gamma_{н.к} \sum_1^n h_i + P_{расп}, \quad (57)$$

где $P_{расп}$ — начальный распор, в момент установки стойки в первом ряду можно принимать $P_{расп} \approx 2 \tau$

Расстояние между стойками по простиранию принимается в увязке с выемочными машинами и конкретными типами крепей. Значение r может быть несколько снижено вследствие того, что по плоскостям трещин действуют силы трения, препятствующие опусканию отдельных частей непосредственной кровли относительно друг друга. Эти силы трения весьма значительны из-за шероховатости поверхностей трещин, их шероховатости (цепкости). Следовательно,

$$r = \nu \frac{l_n}{n} \gamma_{н.к} \sum_1^n h_i + P_{расп}, \quad (58)$$

где ν — коэффициент меньше 1; можно принимать $\nu = 0,5 \div 0,4$.

Характеристики крепи равного сопротивления следует определять также для конечной стадии опускания основной кровли.

Из схемы (см. рис. 18) видно, что значения опусканий крепи должны удовлетворять следующим условиям:

а) опускание (укорочение) стойки в месте перегиба характеристики

$$\Delta h_{пер} = \Delta h_1; \quad (59)$$

$$\Delta h_1 = \frac{0,5h_b \frac{l_n}{n}}{L_1} = \frac{0,5h_b l_n}{n\xi \sqrt{\frac{\sigma_{пч. из}}{q_1} \frac{h^2}{6} - \frac{q_{зак}}{q_1} \left(\lg \psi + \frac{1}{2\beta^2} \right)}} \quad (60)$$

б) максимальное опускание

$$\Delta h_{max} = \Delta h_R, \quad (61)$$

где Δh_R определяется из выражения (49), при этом рабочая нагрузка $R_{max} = r = \text{const.}$

В данном случае целесообразно принимать

$$r = \gamma_{н.к} \frac{l_n}{n} \sum h_i. \quad (62)$$

При произвольном выборе крепи может оказаться $\Delta h_{пер} < \Delta h_1$, при этом значение R изменяется до $R_1 > r$ (в зависимости от жесткости начальной ветви характеристики крепи) и потому крепь будет действовать как штамп, внедряясь в почву и кровлю и ухудшая ее устойчивость.

Аналогичное явление имеет место также и при $\Delta h_{max} < \Delta h_R$.

При этих условиях будут наблюдаться не только разрушения непосредственной кровли крепью, но и перегрузки и поломки крепи.

Наоборот, при $\Delta h_{\text{пер}} > \Delta h_1$ и $\Delta h_{\text{max}} > \Delta h_R$ будут наблюдаться расслоения непосредственной и основной кровли, раскрытия трещин и частичная потеря устойчивости непосредственной кровли.

При разработке пологих пластов тонких и средней мощности, при наличии в непосредственной кровле легкообрушающихся пород и соблюдении условия $\frac{\Sigma h_i}{h_b} > 3 \div 4$ следует внедрять посадку на призабойную крепь.

В случаях применения совместно с призабойными крепями равного сопротивления посадочных крепей их характеристики должны определяться на основании приведенных выше условий, т. е. соответствовать характеристике призабойной крепи.

Приведенная здесь методика выбора основных характеристик крепей является приближенной; в реальных условиях характеристики крепей осложняются вдавливанием опорных плит крепей в почву и кровлю, смятием верхняков, особенностями конструкций крепей и, в частности, влиянием состояния трущихся поверхностей (для стоек трения) и др. Вследствие этих причин крепи имеют действительные характеристики работы, которые и в данных условиях являются, строго говоря, переменными. Действительные характеристики крепей можно определить только наблюдениями в шахте, измеряя одновременно для данной стойки (или тумбы) сближение почвы и кровли, действительные укорочения крепи и нагрузки, производя непрерывную запись всех этих характеристик.

Таким образом, характеристики крепей должны подбираться для каждого конкретного условия особо. Вследствие этого ассортимент призабойных и посадочных крепей должен быть настолько широким, чтобы обеспечивать возможность подбора крепей по найденным расчетным характеристикам для различных горногеологических условий.

Приведенный выше метод расчета может быть использован также для определения опорного давления, передаваемого на массив угля впереди забоя и на опорные целики.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Анализ результатов проведенных опытов позволяет сделать следующие выводы.

1. Уменьшение несущей способности кровли и ее прогибов под влиянием закрепляющей нагрузки следует учитывать при условии

$$q_{\text{зак}} > 0,1 \sigma_{\text{пч. из.}}$$

2. В случаях, когда закрепляющая нагрузка превосходит 80 % предела прочности пород данного слоя сжатию, рассматриваемый слой кровли практически не обладает несущей способностью.

3. Закрепляющая нагрузка (подобно опорному давлению) периодически, в зависимости от ряда факторов и, в частности, от численных значений пролетов (обнажений) кровли, меняет величину и характер распределения.

4. При отсутствии раздавливания угля увеличение обнажения кровли приводит к возрастанию максимума опорного давления и перемещению его к забою.

5. Закрепляющая нагрузка уменьшает деформируемость кровли (ее прогибы).

6. Предлагаемый расчетный прием позволяет приближенно определить порядок значений нагрузки для любого слоя кровли и опорного давления, передаваемого на целики угля.

7. Практическое применение предлагаемого расчетного метода требует предварительного изучения для типовых пород зависимости $M_{\text{разр}} = \varphi(q_{\text{зак}})$ и определения значений коэффициентов ползучести, что и должно являться одной из задач дальнейших исследований.

8. Исследования и расчеты показывают, что в общем случае разломы основной кровли происходят впереди забоя.

9. Основная кровля имеет две резко различные стадии работы: а) деформирование до появления трещин; б) опускание после трещинообразования.

Характеристики крепей определяются конечной стадией работы основной кровли, после трещинообразования.

10. Предлагаемая методика позволяет произвести приближенные расчеты шага обрушения основной кровли и потребных характеристик посадочных крепей для конкретных условий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бокий Б. И. Обрушение потолочной толщи над рудничными выработками в зависимости от системы работ. «Горный журнал», том IV, 1903.

2. Бокий Б. И. Практический курс горного искусства.

3. Бубнов И. Г. Труды по теории пластин. Гос. изд. тех.-теор. лит., 1953.

4. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре, 1953.

5. Давидянц В. Т., Козелов Г. Л. Измерение проявлений горного давления на шахтах Донецкого бассейна. Углетехиздат, 1952.

6. Кузнецов Г. Н. О механизме взаимодействия боковых пород и крепи в очистных выработках пологопадающих угольных пластов. Сб. «Исследования горного давления применительно к механизированным крепям». Углетехиздат, 1954.

7. Матвеев Б. В., Шайтанов С. М. Горное давление при подработке угольного пласта с целью предотвращения внезапных выбросов угля и газа. Центр. ин-т техн. информ. Мин. угольн. пром. СССР, Москва, 1954.

8. Труды международной конференции по вопросам давления пород и крепления горных выработок, состоявшейся в Льеже 23—28 апреля 1951 г.

9. Борисов А. А. К определению нагрузки на крепь горизонтальных выработок при разработке угольных месторождений. Записки Ленинградского горного института, т. XXX, вып. 1, 1955.

10. Борисов А. А. Разрушение углей и горных пород ударной нагрузкой. Расчеты, конструирование и испытание горных машин. Сб. второй. Углетехиздат, 1955.

11. Слесарев В. Д. Управление горным давлением при разработке угольных пластов Донецкого бассейна. Углетехиздат, 1952.