Записки Ленинградского ордена Ленина, ордена Октябрьской Революции и ордена Трудового Красного Знамени горного института им. Г. В. Плеханова, т. LXVII, вып. 1, 1975 г.

УСТОЙЧИВОСТЬ ПОРОД, ОКРУЖАЮЩИХ ГОРНЫЕ ВЫРАБОТКИ, И ВЫБОР ТИПА КРЕПИ

Доктор техн. наук *Н. С. Булычев*
(Ленинградский горный ин-т)

Под устойчивостью горных пород понимается их свойство образовывать устойчивые обнажения при проходке горных выработок. Устойчивым считается такое состояние обнаженного незакрепленного участка массива пород, при котором в течение необходимого по условиям производства периода времени породы не обрушаются и не сползают, а обнаженная поверхность или ее часть смещается в допустимых пределах.

Потеря устойчивости проявляется в виде обрушений пород в выработку и вызывается двумя главными причинами. Первая причина — вывалообразование в результате того, что вес пород в некоторой локальной области превышает их сопротивление отделению от массива. Вторая причина — предшествующее обрушению разрушение пород в зонах концентрации напряжений, вызванных весом вышележащей толщи. В пластичных породах потеря устойчивости иногда проявляется в чрезмерных смещениях поверхностей выработки без видимого разрушения пород.

Вывалообразование пород широко известно и описано в литературе. Наблюдения за формой обрушений пород положены в основу гипотезы свода. Склонность пород к вывалообразованию зависит от их петрографического состава, прочности и, главным образом, от макроструктуры, густоты и ориентировки трещин. Влияние глубины непосредственно на склонность пород к вывалообразованию не сказывается, а проявляется лишь в той мере, в какой глубина влияет на свойства и нарушенность пород.

Значительный фактический материал по вывалообразованию при обычной проходке стволов в Донбассе собрал Ю. А. Онищенко [15]. Из полученных им данных следует:

1) вывалы происходят преимущественно (85—90%) в слабых породах (уголь, мергель, глина);

2) самые большие вывалы связаны с геологическими нарушениями;

3) около половины стволов пройдено без вывалов;

4) больше половины вывалов (64%) произошли на глубине до 200 *м*;

5) вывалы на всю высоту обнажения отсутствуют;

6) преобладают односторонние вывалы (55—65%);

7) максимальное количество вывалов по стволу — 4—5, а их суммарная высота не превышает 10% от общей глубины ствола.

Ю. И. Белоцерковцев предложил способ прогнозирования вывалообразования в стволах по кавернограммам геологических контрольных скважин [4]. Сопоставление кавернограмм 82 скважин и профилей 116 стволов Донбасса показало, что вывалы и каверны приурочены к одним и тем же участкам массива, причем средняя суммарная протяженность каверн несколько больше, чем вывалов, следовательно прогноз осуществляется с некоторым запасом.

В горизонтальных выработках по характеру и причинам можно выделить следующие виды обрушений пород: 1) обрушение слоистой кровли в результате расслаивания и разлома слоев; 2) «куполение» кровли (выпадение блоков из кровли выработки); 3) обрушение слабых пород; 4) обрушение сильно трещиноватых пород.

В качестве условия устойчивости слоистой кровли обычно принимается соотношение

$$2a \leqslant L_{\text{пр}}, \tag{1}$$

где a — полупролет выработки; $L_{\text{пр}}$ — предельный пролет.

Величину предельного пролета можно ориентировочно определить по формуле *

$$L_{\text{пр}} = (1{,}2 \div 1{,}4)\, K_m K_\gamma K_{\text{тр}} \sqrt{\frac{\sigma_{\text{р}} m}{\gamma}}, \tag{2}$$

где K_m — коэффициент, учитывающий мощность слоя непосредственной кровли выработки: при $m \leqslant 0{,}2a$ $K_m = 1$, при $m > 0{,}2a$ в кровле после появления трещин разрыва образуется арочная конструкция и $K_m = 1{,}5 \div 2{,}0$; K_γ — коэффициент, учитывающий пригрузку непосредственной кровли вышележащими слоями: при отсутствии пригрузки $K_\gamma = 1$, при наличии нагрузки (мощности вышележащих слоев меньше, чем мощность непосредственной кровли) $K_\gamma = 0{,}5 \div 0{,}9$; $K_{\text{тр}}$ — коэффициент, учитывающий трещиноватость кровли: при вертикальных трещинах, параллельных оси выработки, $K_{\text{тр}} = 0{,}2 \div 0{,}8$; при трещинах, перпендикулярных оси выработки, $K_{\text{тр}} = 0{,}8 \div 0{,}9$; при двух системах трещин — произведению этих величин; $\sigma_{\text{р}}$ — предел прочности слоя непосредственной кровли на растяжение; m — мощность слоя непосредственной кровли; γ — объемный вес пород.

Выпадение блоков из кровли выработки известно в горной практике под названием «куполение». Установлено, что этому явлению подвержены аргиллиты, а также алевролиты с базальным и глинистым цементом с пределом прочности $\sigma_{\text{сж}} < 400$ *кг/см*^{2}, которые имеют внутренние скрытые поверхности ослабления, сходные с зеркалами скольжения [11]. Образующиеся при обрушении блоков «купола» обычно имеют форму неправильного усеченного конуса высотой 0,5—1,5 *м* и основанием 1,0—2,0 *м*.

Устойчивость однородных слабых пород также характеризуется величиной предельного пролета выработки. А. А. Борисов, на основании работы В. Риттера, рекомендует следующую формулу для предельного пролета [5]:

$$L_{\text{пр}} \approx 3{,}5 \frac{\sigma_{\text{р}}}{\gamma}. \tag{3}$$

---

* Значения коэффициентов K_m (при $m > 0{,}2a$), K_γ и $K_{\text{тр}}$ приведены по данным ВНИМИ (Г. Н. Кузнецов, Ю. И. Васильев).

Для скальных и полускальных пород предельный пролет составляет [8]

$$L_{\text{пр}} \approx 10\frac{f}{\gamma}, \qquad (4)$$

где f — крепость пород по Протодьяконову.

В настоящее время существует целый ряд классификаций пород по их склонности к вывалообразованию [12, 20, 22 и др.]. Классификации, как правило, носят качественный характер, поэтому в оценке устойчивости пород достаточно высок элемент субъективного. Значительный интерес представляет предложение увязать качественные признаки с их количественной оценкой [7].

На основании наблюдений в горноразведочных выработках, пройденных в изверженных трещиноватых породах, установлены количественные критерии устойчивости пород (табл. 1).

Таблица 1

Классификация устойчивости пород в горизонтальных выработках сечением 5—8 м²

Категория	Степень устойчивости	Показатель, характеризующий устойчивость
I	Устойчивые	$\leqslant 10$
II	Ограниченно-устойчивые	$10 \div 50$
III	Малоустойчивые	$50 \div 100$
IV	Неустойчивые	>100
V	Весьма неустойчивые	>150

Показатель, характеризующий устойчивость пород, получается перемножением указанных ниже баллов, характеризующих влияние каждого из совместно влияющих факторов:

Прочность пород $\sigma_{сж}$, *кг/см²*	
до 800	10
более 800	2
Обводненность	
сухие	1,0
влажные	1,5
капеж	2,0
Ширина тектонических разрывов, *м*	
крупные	
50—2	10
2—0,5	8
средние	
0,5—0,2	6,0
0,2—0,05	4,0
0,05—0,02	2,0
0,02—0,005	1,5
Количество тектонических разрывов в узле	
до 2	2
более 2	4
Наличие глинки по шву	2
Угол, образованный направлением разрывов и осью выработки, град.	
до 20	2,0
20—70	1,5
70—90	1,0
Средняя ширина раскрытия трещин, *мм*	
до 3	1
3—15	2
более 15	4

Устойчивость пород, определяемая их сопротивлением разрушению, существенно зависит от глубины. В отличие от рассмотренных выше видов потери устойчивости разрушение пород обычно захватывает бока выработок (в однородных породах при преобладающих вертикальных напряжениях разрушение начинается с боков) и иногда сопровождается пучением подошвы.

Известно, что в прочных устойчивых породах картина распределения напряжений вокруг выработки такая же, как в идеальной упру-

гой сплошной среде (если напряжения не превосходят предела упругости пород). В связи с этим многие исследователи в качестве признака устойчивости принимают соответствие между картиной напряжений в реальном массиве и его идеальной упругой модели. Если напряжения в упругой модели превышают прочностные характеристики пород, массив считается неустойчивым.

Приведенное рассуждение справедливо для хрупких пород, у которых предел упругости одновременно является пределом прочности. Если породы обладают пластическими свойствами, то основой анализа их устойчивости должно быть напряженно-деформированное состояние соответствующей упруго-пластической модели.

В настоящее время практически общепринят критерий устойчивости, следующий из упругой модели массива и справедливый для хрупких пород,

$$K_\sigma \gamma H \leqslant \xi \eta \sigma_{сж}^{к}, \tag{5}$$

где K_σ — максимальный коэффициент концентрации напряжений; γ — объемный вес пород; H — глубина; $\sigma_{сж}^{к}$ — предел прочности пород «в куске»; η — коэффициент структурного ослабления пород в массиве; ξ — коэффициент длительной прочности (с учетом стойкости).

Критерий (5) можно представить в виде

$$\frac{\gamma H}{\sigma_{сж}^{к}} \leqslant S, \tag{6}$$

где S — показатель устойчивости пород, смысл которого ясен из выражения (5).

Отметим некоторые частные критерии устойчивости.

1. Критерий Л. Н. Насонова, полученный в результате испытания гипсовых моделей [14]

$$\eta \frac{\sigma_{сж}^{к}}{k\gamma H} \geqslant 3{,}3, \tag{7}$$

где k — коэффициент запаса.

Отсюда

$$S = 0{,}3 \frac{\eta}{k}. \tag{8}$$

Подобные критерии предложены для устойчивых пород Ю. З. Заславским ($S = 0{,}25 \div 0{,}30$) [9] и др.

2. Критерий И. Л. Давыдовича — В. В. Райского [18]

$$S = 0{,}5 - \frac{100}{\sigma_{сж}^{к}}. \tag{9}$$

Здесь $\sigma_{сж}^{к}$ в *кг/см*^{2}.

3. Критерий Ф. Мора для шахтных стволов [24]

$$K \frac{(1 + \sin\varphi)^2}{\gamma H (1 - \sin\varphi)} > 4, \tag{10}$$

где K, φ — соответственно, сцепление и угол внутреннего трения пород. Этот критерий можно преобразовать к виду

$$S < \frac{(1 + \sin\varphi)^2}{8\cos\varphi}. \tag{11}$$

4. Критерии, в которых напряжения сопоставляются с пределом текучести пород $\sigma_т$, например, критерий И. Хорвата [21]

$$\frac{\gamma H}{\sigma_т} \leqslant \frac{1-\mu}{\mu\sqrt{3}}, \tag{12}$$

где μ — коэффициент Пуассона.

Ряд критериев устойчивости можно назвать энергетическими, так как они связывают устойчивость с упругой энергией деформирования пород. Таковы критерии Б. В. Байдюка и Л. А. Шрейнера [1], С. Кормана [23], А. Витека [25] и др.

Самостоятельную подгруппу составляют критерии устойчивости, полученные при анализе прочности породы с позиций теории вероятности. Это направление получило развитие в работах, выполненных по инициативе и под руководством К. В. Руппенейта [2, 16] и др.

Во всех перечисленных работах потеря устойчивости рассматривается как одностадийный процесс хрупкого разрушения. В связи с этим представляет интерес работа И. Л. Черняка [9], который выделяет предшествующие стадии: образование зоны затухающих упруговязких деформаций, а затем образование внутри нее зоны длительного разрушения пород.

Две стадии потери устойчивости пород, окружающих ствол, рассматриваются в работе Ф. А. Белаенко [3], хотя, строго говоря, здесь не показаны две стадии развития одного процесса, а предложены два критерия, учитывающие действие тангенциальных и вертикальных напряжений.

Рассмотренные критерии устойчивости относятся к действию сжимающих напряжений. Аналогичные критерии предложены и для растягивающих напряжений, которые возникают обычно в породах кровли и подошвы выработки. Однако растягивающие напряжения мало влияют на устойчивость пород, так как в трещиноватых породах они не реализуются, а в монолитных однородных породах образуют трещины разрыва, которые сами по себе не приводят к потере устойчивости и обрушению пород [6]. Растягивающие напряжения в кровле горизонтальной выработки способствуют вывалообразованию пород, но и это их влияние чаще всего перекрывается другими факторами, рассмотренными выше.

Предшествующие потере устойчивости стадии разрушения хрупких пород в результате действия растягивающих напряжений рассмотрены в работе Г. Барла [19]. Окончательная стадия потери устойчивости характеризуется условием, соответствующим условию (5).

Как отмечалось выше, все рассмотренные критерии соответствуют началу зарождения трещин в хрупких породах (предел прочности достигается в точке контура сечения выработки). В некоторых работах делаются попытки найти критерий устойчивости пород, соответствующий моменту обрушения пород. В этом отношении интересна работа А. В. Надеждина [13], который на основании экспериментов с влажным песком предложил следующий критерий для вертикального ствола радиуса R:

$$H \leqslant \frac{R}{2\operatorname{tg}\varphi \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)} \ln \frac{\gamma R}{\gamma R - 4K\dfrac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}}. \tag{13}$$

В работе Ф. Д. Ванга, Л. А. Панека, М. С. Сана [26] в качестве критерия устойчивости хрупких пород принимается сопротивление отделению от массива в результате скола по поверхности разрушения

некоторого объема. В качестве условия прочности принимается условие Кулона-Мора

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + K, \tag{14}$$

где σ, τ — соответственно нормальные и касательные напряжения по поверхности разрушения.

Возможные поверхности скола находятся по траекториям главных напряжений в упругой модели из условия, что площадки скольжения наклонены к наибольшему главному напряжению под углом $\Theta = \pm\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$. Показателем устойчивости является отношение суммарного сопротивления сдвигу по поверхности разрушения к суммарному сдвигающему усилию. Анализ проводится методом конечных элементов. Из числа возможных поверхностей разрушения выделяются критические, для которых показатель устойчивости минимален.

Из вышеизложенного следует, что все критерии устойчивости, за исключением (13), для хрупких пород дают значения показателя устойчивости $S \leqslant 0{,}5$.

Рассмотрим влияние пластичности пород на их устойчивость на примере вертикального ствола круглого сечения. В качестве модели массива примем весомую идеальную упруго-пластическую среду, характеризующуюся углом внутреннего трения и сцеплением. В упругой области компоненты напряжений связаны обобщенным законом Гука, в пластической — условием Кулона-Мора [14], которые можно представить в виде

$$\sigma_\Theta - \sigma_r = \sin\varphi\,(\sigma_\Theta + \sigma_r) + 2K\cos\varphi, \tag{15}$$

где σ_r, σ_Θ — радиальные и тангенциальные нормальные напряжения.

Рассмотрим общий случай, когда ствол заполнен тяжелой жидкостью объемным весом γ_p. Искомое решение должно удовлетворять граничным условиям:

$$\sigma_r = \gamma_p z, \quad \tau_{rz} = 0 \text{ при } r = R; \tag{16}$$

$$\sigma_r = \sigma_\Theta = \sigma_z = \tau_{rz} = 0 \text{ при } z = 0, \tag{17}$$

где r, Θ, z — цилиндрические координаты; τ_{rz} — касательные напряжения.

На основании решения С. Г. Лехницкого [10] введем допущение, что во всей области $z \geqslant 0$ справедливо соотношение

$$\sigma_z = \gamma z. \tag{18}$$

В этом случае дифференциальные уравнения равновесия имеют вид:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\Theta}{r} = 0; \tag{19}$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0.$$

В верхней части ствола имеет место упругое распределение напряжений, исследованное С. Г. Лехницким,

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r \\ \sigma_\Theta\end{matrix}\right\} = \lambda\gamma z\left(1 \mp \frac{R^2}{r^2}\right) \pm \gamma_p z \frac{R^2}{r^2}, \tag{20}$$

$$\sigma_z = \gamma z,$$

$$\tau_{rz} = 0,$$

где λ — коэффициент бокового распора в массиве.

Радиальные смещения составляют

$$u = \frac{z}{2G} \cdot \frac{R^2}{r} (\lambda\gamma - \gamma_p), \tag{21}$$

где G — модуль сдвига.

На некоторой глубине достигается предел упругости пород (первое предельное состояние). Подставляя выражение (20) в условие (15), получим

$$z_e = \frac{K\cos\varphi}{\lambda\gamma(1-\sin\varphi) - \gamma_p}, \text{ или } z_e = \frac{\sigma_{сж}}{2\left(\lambda\gamma - \dfrac{\gamma_p}{1-\sin\varphi}\right)}. \tag{22}$$

При $\gamma_p = 0$ выражение (22) идентично критерию (5).

На глубине $z > z_e$ вокруг ствола образуется зона пластических деформаций, испытываемых породами без разрушения (предшествующих разрушению пород). Принимая условие несжимаемости пород в зоне пластических деформаций, после преобразования получим следующее выражение для компонентов напряжений и перемещений в пластической зоне:

$$\sigma_r = K\operatorname{ctg}\varphi\left[\left(\frac{r}{R}\right)^{\alpha} - 1\right] + \gamma_p z\left(\frac{r}{R}\right)^{\alpha};$$

$$\sigma_\Theta = K\operatorname{ctg}\varphi\left[\beta\left(\frac{r}{R}\right)^{\alpha} - 1\right] + \beta\gamma_p z\left(\frac{r}{R}\right)^{\alpha}; \tag{23}$$

$$\sigma_z = \gamma z;$$

$$\tau_{rz} = 0;$$

$$u = \frac{R^2}{2Gr}\sin\varphi\,(\lambda\gamma r + K\operatorname{ctg}\varphi)\left(\frac{R_e}{R}\right)^2, \tag{24}$$

где R_e — радиус пластической зоны,

$$R_e = R\left[(1-\sin\varphi)\frac{\lambda\gamma z + K\operatorname{ctg}\varphi}{\gamma_p z + K\operatorname{ctg}\varphi}\right]^{\frac{1}{\beta-1}}; \tag{25}$$

$$\alpha = \frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi};\quad \beta = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}.$$

При дальнейшем увеличении глубины ($z > z_e$) зона пластических деформаций увеличивается, растут радиальные смещения пород и соответственно относительные тангенциальные деформации, которые в данном случае являются наибольшими.

На основании экспериментальных данных [17] в качестве условия разрушения примем достижение максимальными деформациями предельных для данной породы значений. Из выражения (24) следует, что максимальные деформации породы испытывают на контуре сечения ствола

$$\varepsilon_\Theta = \frac{1}{R}u\Big|_{r=R} = \frac{K\cos\varphi}{2G}\left(1 + \frac{\lambda\gamma z}{K\operatorname{ctg}\varphi}\right)\left(\frac{R_e}{R}\right)^2. \tag{26}$$

Нетрудно убедиться, что при достижении деформациями предельных значений это выражение можно представить в виде:

$$\varepsilon_\Theta = \varepsilon_\Theta^y \left(\frac{R_e}{R}\right)^2, \tag{27}$$

где ε_Θ^y — упругая деформация на контуре сечения ствола, свободном от радиальных напряжений при $\sigma_\Theta = \sigma_{сж}$.

На основании изложенного условие перехода пород от пластических деформаций к разрушению (второе предельное состояние) можно представить в виде

$$\frac{\varepsilon_{\Theta\,max}}{\varepsilon_\Theta^y} = \frac{\varepsilon_{сж}}{\varepsilon_{сж}^y} = П, \tag{28}$$

где $\varepsilon_{сж}$, $\varepsilon_{сж}^y$ — соответственно, полная и упругая относительные деформации пород в момент разрушения при одноосном сжатии (при аппроксимации экспериментальной диаграммы напряжений диаграммой идеальной упруго-пластической среды).

Подставляя это соотношение в выражение (27) и учитывая зависимость (25), найдем глубину, соответствующую условию второго предельного состояния,

$$z_c = \frac{\sigma_{сж}}{2} \cdot \frac{\dfrac{\overset{\alpha}{\overline{П^2}} - 1}{\sin\varphi} + 1}{\lambda\gamma - \dfrac{\gamma_p \overset{\alpha}{\overline{П^2}}}{1 - \sin\varphi}}. \tag{29}$$

При отсутствии в стволе жидкости ($\gamma_p = 0$) это условие преобразуется к виду

$$2\lambda\gamma z_c = \sigma_{сж} \left(\frac{\overset{\alpha}{\overline{П^2}} - 1}{\sin\varphi} + 1\right). \tag{30}$$

Условие (30) отличается от условия первого предельного состояния (5) наличием в правой части множителя (выражение в скобках), характеризующего повышение устойчивости пород, способных к пластическим деформациям.

В общем виде условие второго предельного состояния можно записать аналогично выражению (5)

$$K_\sigma \gamma z_c = \xi \eta \sigma_{сж}^к K_{уст}, \tag{31}$$

где

$$K_{уст} = \frac{\overset{\alpha}{\overline{П^2}} - 1}{\sin\varphi} + 1.$$

При $П = 1$ (хрупкие породы) $K_{уст} = 1$ и условие (31) совпадает с условием (5).

При глубине $z > z_c$ вокруг выработки внутри пластической зоны образуется зона трещинообразования и разрушения. Второе предель-

ное состояние соответствует началу разрушения, так как предельные деформации наблюдаются в точке контура сечения выработки. Поэтому оценка устойчивости пород по второму предельному состоянию содержит некоторый запас. По-видимому, в дальнейшем можно будет выделить третье предельное состояние, соответствующее образованию вывала.

Сопоставление расчетных показателей устойчивости с экспериментальными, полученными на моделях из эквивалентных материалов (на парафиновой основе) в лаборатории моделирования ВНИМИ Г. Н. Кузнецовым и М. Ф. Шклярским (табл. 2), показывает, что критерий второго предельного состояния (32) более соответствует экспериментальному (при появлении трещин в боках выработки), чем критерий устойчивости (5), справедливый для хрупких пород.

Таблица 2

Сопоставление расчетных критериев устойчивости с результатами моделирования

Материал модели		K_σ	П	$K_{уст}$	Значение S		
$\sigma_{сж}$, кг/см²	φ, град.				экспериментальное	рассчитанное по предельным состояниям	
						первому	второму
0,4	39,0	2,53	1,80	3,7	2,50	0,40	1,46
1,4	33,5	2,70	1,78	2,8	0,93	0,37	1,04
0,4	39,0	2,53	1,80	3,7	1,90	0,40	1,46
1,4	35,5	2,75	1,78	3,2	0,93	0,36	1,16
1,4	36,0	2,60	1,78	3,2	1,57	0,38	1,23

Коснемся, наконец, вопроса об устойчивости подошвы выработки. Подошва считается устойчивой, если величина пучения не превышает 20 *см* [9].

Ю. З. Заславским на основании натурных наблюдений предложен следующий критерий устойчивости:

$$2a \leqslant A \frac{\sigma_{сж}^{к}}{\gamma H}, \qquad (32)$$

где A — эмпирический коэффициент, $A=1{,}6$ для квершлагов и $A=1{,}2$ для других выработок.

По характеру взаимодействия с породами и назначению можно выделить следующие основные типы крепи:

1) подпорная — создающая существенное сопротивление (подпор) смещающимся в выработку породам;

2) упрочняющая — увеличивающая прочность и устойчивость окружающих выработку пород;

3) ограждающая — предохраняющая выработку от случайного выпадения отдельных кусков породы;

4) изолирующая — предохраняющая породы от выветривания.

Предварительный выбор рационального типа крепи производится по степени устойчивости окружающих выработку пород, которая устанавливается на основании признаков, определяемых по формулам (5), (31), (32), и склонности кровли к вывалообразованию (табл. 3). Окончательные размеры крепи уточняются расчетом.

Таблица 3

Классификация пород по устойчивости и рекомендации по выбору типа крепи

Категория устойчивости	Степень устойчивости	Признаки							Рекомендуемый тип крепи
		Склонность к вывалообразованию				Предельные состояния		Склонность к подошвы пучению	
		слабая	средняя	сильная	весьма сильная	первое	второе		
I	Вполне устойчивые	Нет	—	—	—	Нет	—	Нет	Без крепи, изолирующая
II	Устойчивые	Да	Нет	—	—	Нет Да	Нет	Нет	Ограждающая, ограждающе-изолирующая
III	Ограниченно устойчивые	—	Да	Нет	—	Да	Нет	Нет	Упрочняющая, упрочняюще-изолирующая
IV	Малоустойчивые	—	—	Да	Нет	Да	Нет	Нет	Поддерживающая, упрочняющая
V	Неустойчивые	—	—	—	Да	—	Да	Нет	Подпорная незамкнутая
VI	Весьма неустойчивые	—	—	—	Да	—	Да	Да	Замкнутая подпорная

ЛИТЕРАТУРА

1. Байдюк Б. В., Шрейнер Л. А. Расчет устойчивости горных пород в скважинах. В кн. «Вопросы деформации и разрушения горных пород при бурении». ГосИНТИ, 1961.

2. Баклашов И. В., Руппенейт К. В. Прочность незакрепленных горных выработок. Недра, 1965.

3. Белаенко Ф. А. Расчет крепи стволов шахт на больших глубинах в условиях Донецкого бассейна. В кн. «Разработка угольных месторождений на больших глубинах». Углетехиздат, 1955.

4. Белоцерковец Ю. И. О возможности прогнозирования устойчивости шахтных стволов при их проходке по данным геофизических измерений в контрольных скважинах. Изв. вузов. Горн. ж., 1971, № 3.

5. Борисов А. А. Механика горных пород. Изд. ЛГИ, 1968.

6. Булычев Н. С. Состояние стенок незакрепленного ствола шахты, пройденного бурением. Шахтное строительство, 1964, № 10.

7. Гиленко В. А., Николаев С. В., Олферьева Э. Л. Прогноз устойчивости разведочных выработок для выбора рациональных способов крепления. Темат. сб. ВСЕГИНГЕО, 1969, вып. 21.

8. Давыдов С. С. Расчет и проектирование подземных конструкций. Стройиздат, 1950.

9. Заславский Ю. З., Зорин А. Н., Черняк И. Л. Расчеты параметров крепи выработок глубоких шахт. Техника, 1972.

10. Лехницкий С. Г. Определение напряжений в упругом изотропном массиве вблизи вертикальной цилиндрической выработки кругового сечения. Изв. АН СССР, ОТН, 1938, № 7.

11. Малинин С. И. Геологические основы прогноза поведения пород в горных выработках. Недра, 1970

12. Мостков В. М. Строительство подземных сооружений большого сечения. Госгортехиздат, 1963.

13. Надеждин А. В. Исследование на модели устойчивости стенок незакрепленной вертикальной выработки Основания, фундаменты и механика грунтов, 1965, № 1.

14. Насонов Л. Н. Исследование устойчивости выработок методом простых моделей. Проектирование и строительство угольных предприятий, 1964, № 67(7).

15. Онищенко Ю. А. Горное давление на вертикальные выработки по данным производственных исследований. В кн. «Горное давление и крепь вертикальных стволов». Госгортехиздат, 1963.
16. Руппенейт К. В., Долгих М. А., Матвиенко В. В. Вероятностные методы оценки прочности и деформируемости горных пород. Стройиздат, 1964.
17. Ставрогин А. Н. О предельных состояниях и деформации горных пород. Тр. ВНИМИ, сб. 59, 1965.
18. Указания по прогнозированию проявлений горного давления и выбору расчетных параметров крепи капитальных выработок на глубоких горизонтах шахт Донбасса. Изд. ВНИМИ, 1970.
19. Barla G. Internat. J. Rock Mech. and Mining Sci., 9, 1972, N 1.
20. Coates D. F. Internat. J. Rock Mech. and Mining Sci., 1, 1964, N 3.
21. Horvath J. Internat. J. Rock Mech. and Mining Sci., v. 8, 1971, N 3.
22. Hagerman T. H. Proc. of the First Congress of the Internat. Soc. of Rock Mech. v. 1, Lisboa, 1966.
23. Korman S. Przeglad Górniczy, 1950, t. 6, N 3.
24. Mohr F. Mine and Quarry Engineering. v. 28, 1962, N 6.
25. Vitek A. Uhli, 1969, N 12.
26. Wang F. D., Panek L. A., Sun M. C. Trans. Soc. Mining. Eng. AIME, 250, 1971, N 4.