

РОССИЙСКАЯ АКАДЕМИЯ НАУК
СИБИРСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ
ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ РАЗРАБОТКИ ПОЛЕЗНЫХ ИСКОПАЕМЫХ

2024

№ 5

УДК 620.172.22, 622.272, 622.02.32, 622.831.24

МАСШТАБНЫЕ ФАКТОРЫ В ГЕОМЕХАНИКЕ

Б. З. Амусин

*Retired, E-mail: amusinbo@gmail.com,
301 Oriental Blvd. Apt. 5E, 11235, Бруклин, г. Нью-Йорк, США*

Рассмотрены ограничения традиционных методов классификации массивов горных пород. Предложена модификация условия прочности Хука – Брауна, в котором прочность на сжатие массива горных пород представлена в явном виде. Подход к оценке этой прочности сделан на основе обобщения результатов экспериментов Кима на моделях блочных структур из эквивалентных материалов. Описан подход для определения масштабных факторов прочности, модуля деформации, ползучести и угла внутреннего трения массива горных пород. Введена постоянная ползучести и получены корреляционные зависимости для ее нахождения для четырех типов пород. Установлено, что отношение смещений на контуре выработки к смещениям в зоне пластических деформаций может быть аппроксимировано функцией, зависящей только от угла внутреннего трения. Эта концепция использована для вычисления угла внутреннего трения породного массива на основе анализа полевых измерений.

Выдвинуты две гипотезы и сделана попытка их обоснования. Гипотеза А предполагает, что масштабный фактор при подобной структуре массива зависит от прочности на сжатие, причем меньшие значения масштабных факторов характерны для прочных и хрупких пород по сравнению с пластичными породами меньшей прочности. Гипотеза В предполагает, что продолжительность релаксации напряжений и деформаций ползучести растет с увеличением рассматриваемого объема массива горных пород, а скорость деформаций при этом убывает.

Классификации массива горных пород, масштабные факторы, ползучесть, механические характеристики массива, фрактальный анализ

DOI: 10.15372/FTPRPI20240502

EDN: WVGLRG

Классификации массивов горных пород (RMC) внесли значительный вклад в развитие основ проектирования подземных сооружений. Наиболее известные системы из них включают: RMR — рейтинг горных пород; Q — показатель качества проходки горизонтальных выработок; GSI — прочность пород; U — классификацию массивов на основе критерия смещения контура [1–4]. В их основе лежат эвристический и эмпирический подходы. Основной недостаток классификаций — отсутствие моделей, отражающих механизм деформирования породного массива.

Пример эвристического подхода — RMR, рассчитываемый как сумма рейтингов, характеризующих породный массив, таких как прочность образцов ненарушенной породы на одноосное сжатие, качество породы RQD, характеристика трещин и наличие подземных вод. Показатель недостаточной надежности такой классификации — оценка разными авторами фактора снижения прочности f_s — отношения прочности массива на сжатие UCS_m к прочности на сжатие ненарушенной породы UCS_i .

На рис. 1 показана зависимость f_s от RMR. Значительное расхождение f_s (для $RMR = 40$ — 1000 %, для $RMR = 60$ — 500 %) обусловлено не только неопределенностью оценки RMR, но и зависимостью масштабных факторов от прочности ненарушенной породы и размеров испытываемых породных блоков. Зависимость от прочности является гипотезой, ниже приводится ее обоснование.

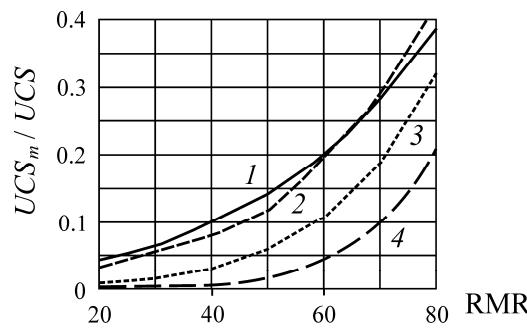


Рис. 1. Фактор снижения прочности f_s как функции RMR: 1 — [5]; 2 — [6]; 3 — [7]; 4 — [8]

Внедрение моделей дискретного блочного строения массива позволит исключить необходимость введения в качестве исходных данных масштабных факторов. Современное программное обеспечение (например, PLAXIS 2D/3D) позволяет анализировать массивы блочного строения с учетом упруго-вязкопластических характеристик. Однако для таких расчетов исходными данными служат показатели RMC.

Теоретико-экспериментальный метод, в основе которого лежит аналитическое упруго-пластическое решение [9], более надежен для прогнозирования процессов деформирования породного массива [10]. Несовершенство модели корректируется эмпирическими и полуаналитическими поправочными коэффициентами, полученными на основе обобщения результатов полевых измерений смещений и нагрузок на крепь в различных горнотехнических условиях [4, 10].

RMC учитывают размеры выработки только на конечном этапе выбора крепи. Подробные описания трещин представлены независимо от иерархии блочной структуры массива и размера выработки. В [11] для оценки параметров критерия прочности Кулона — Мора предложены формулы:

$$c = \frac{RQD}{J_n} \frac{UCS_i}{100 SRF}, \quad \varphi = \arctg \left(J_w \frac{J_r}{J_a} \right), \quad (1)$$

где c — сцепление; φ — угол внутреннего трения; SRF — фактор, зависящий от отношения UCS_i к напряжению в массиве $\sigma_1 = \gamma H$ (γ — плотность породы, H — глубина выработки) [12]:

$$SRF = 34 \left(\frac{UCS_i}{\sigma_1} \right)^{-1.2}, \quad (2)$$

здесь J_r / J_a , RQD / J_n — отношения, определяющие трение между трещинами и относительный размер блока; J_n , J_a — факторы, зависящие от количества систем трещин и заполнения трещин; J_r — фактор, характеризующий шероховатость трещин; J_w — фактор, определяемый обводненностью выработки.

Параметры c и φ не зависят от масштаба. В случае их использования в качестве исходных данных в задачах механики сплошной среды деформации оказываются независимыми от размера выработки, что противоречит лабораторным и натурным экспериментам.

Рекомендации RMC [1–3] по определению нагрузки на крепь P также не зависят от размера выработки, что не согласуется с данными натурных наблюдений и результатами экспериментов на моделях из эквивалентных материалов [13, 14]:

$$P = \frac{20\sqrt{J_n}}{3J_r \sqrt[3]{Q}}, \quad Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}. \quad (3)$$

В большинстве исследований, связанных с изучением масштабных факторов, показано, что с увеличением рассматриваемого объема массива снижаются его механические характеристики. Но в расчетах это часто игнорируется. Целесообразно ввести в классификации Q и RMR параметры, связанные с отношением размера выработки и среднего размера блока.

Рассмотрим подход для оценки деформаций контура выработки на основе полевых наблюдений. В [11] описана зависимость смещения контура U от отношения ширины выработки B к критерию Q : $U = B / Q$. При этом относительные деформации равны

$$\varepsilon_\theta = \frac{2U}{B \cdot 1000} = \frac{0.002}{Q}. \quad (4)$$

Согласно (4), ε_θ не зависят от ее ширины, следовательно масштабный фактор равен 1. Значительный разброс данных полевых наблюдений для одного и того же значения Q / B отражает недостоверность подхода [11]. Для $Q / B = 0.01$ наблюдаемые смещения составляют 10–1000 мм. В [11] с целью уменьшить рассеяние полевых наблюдений введен дополнительный фактор в (4): $\varepsilon_\theta = 2 / [Q(UCS_i / \sigma_1)^{0.5}]$, %. И в этом случае прогноз смещений отличается от данных полевых наблюдений, что объясняется несколькими причинами. Во-первых, предположение, что относительная деформация на контуре выработки постоянна при различных размерах выработки, неверно. Во-вторых, использование SRF недостаточно точно отражает механизм деформации массива вокруг выработок. Теоретически вместо UCS_i / σ_1 следует использовать UCS_m / σ_1 , где $UCS_m = UCS_i f_s$.

Масштабный фактор f_s — интегральный показатель. Экспериментами на моделях из эквивалентных материалов установлено, что при одинаковой блочной структуре массива f_s зависит от степени хрупкости или пластичности породы. Это не подтверждено результатами натурных испытаний. В ряде работ утверждается обратное. До полного доказательства предлагаются рассматривать этот эффект как гипотезу.

Эта гипотеза (Гипотеза А) предполагает, что f_s должен быть выше для пластичных пород с низкой прочностью на сжатие, чем для хрупких с высокой прочностью при подобной структуре массива горных пород и равных размерах выработки. Данная гипотеза подтверждается результатами экспериментов на моделях из эквивалентных материалов [15, 16].

Результаты испытаний [15] на сжатие структур с разными размерами блоков (изготавливались из пластичных и хрупких эквивалентных материалов) представлены на рис. 2 (B — размер образца, l — размер элементарного блока).

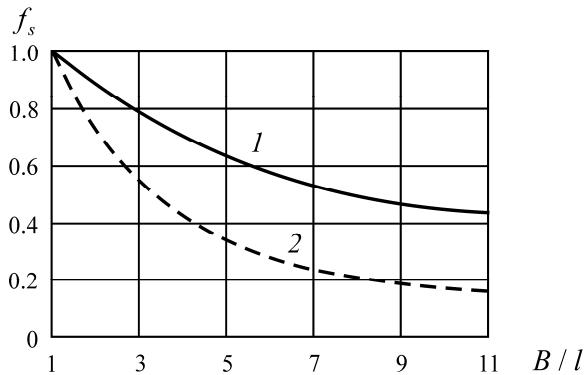


Рис. 2. Зависимость f_s от B/l по [15]: 1 — пластичная порода; 2 — хрупкая порода

Похожие испытания выполнены в [16], где варьировались прочность UCS_i^m и размеры l_0 блоков. На рис. 3 показан масштабный фактор f_s^M , который в соответствии с Гипотезой А для хрупких и прочных пород имеет более низкое значение по сравнению с пластичными породами меньшей прочности при одинаковом отношении B_m / l_0 .

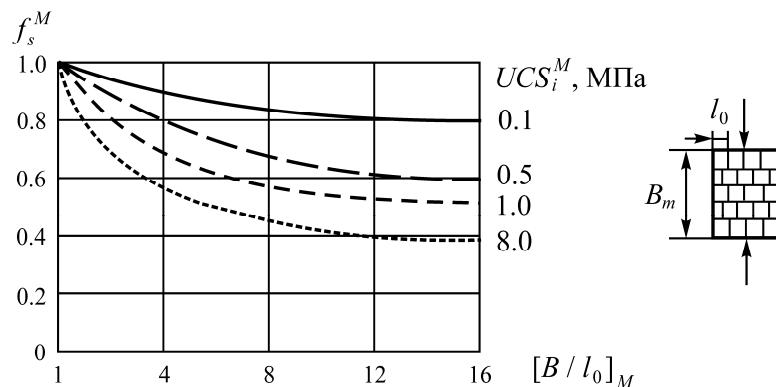


Рис. 3. Снижение прочности моделей блочных структур f_s^M в зависимости от прочности на сжатие блоков [16]

Предположим, что для выработок шириной $B=6$ м, расположенных на разных глубинах, смещение на контуре $U_0 = 400$ мм. Этот сценарий эквивалентен сохранению постоянного значения Q или RMR для различных геомеханических условий. Используя кривые на рис. 4 в классификации U [4], оценим прочность UCS_i для разных глубин при смещении контура выработки $U_0 = 400$ мм и $\sigma_1 = \gamma H$ ($\gamma = 0.027$ МН/м³):

$H, \text{ м}$	$UCS_i, \text{ МПа}$	$UCS_i / \gamma H$	f_s
300	7.5	0.93	1.00
700	27.0	1.43	0.65
1400	60.0	1.59	0.58

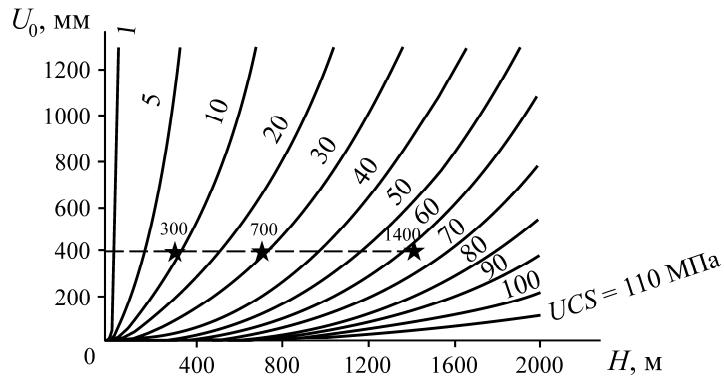


Рис. 4. Прогнозирование смещений в соответствии с классификацией U [4] в зависимости от прочности ненарушенной породы UCS_i и глубины H для стандартных условий: пологое падение, ширина выработки $B=6$ м, смещение прогнозируется на 15-летний период

Видно, что отношения $UCS_i / \gamma H$ не равны друг другу из-за разных f_s . Гипотетически примем $f_s = 1$ для $H=300$ м. Полагая, что при равном смещении отношение прочности массива к действующим напряжениям постоянно и в данном случае равно 0.93, для других случаев $f_s = 0.93 / (UCS_i / \gamma H)$. Для $UCS_i = 27$ и 60 МПа получены $f_s = 0.65$ и 0.58 соответственно. Данные результаты косвенно подтверждают Гипотезу А.

В [17] использовано отношение прочности массива на сжатие к главному напряжению (UCS_m / σ_1) при расчете деформации ε_θ (%):

$$\varepsilon_\theta = 0.2 \left(\frac{UCS_m}{\sigma_1} \right)^{-2}. \quad (5)$$

Согласно (5), f_s можно определить подстановкой $UCS_m = UCS_i f_s$ и $\sigma_1 = \gamma H$:

$$f_s = \frac{\gamma H}{UCS_i} (5 \varepsilon_\theta)^{-0.5}. \quad (6)$$

Используя данные из предыдущего примера, примем смещение по контуру выработки $U=400$ мм и $B=6000$ мм. В этом случае $\varepsilon_\theta = 13.3\%$. Согласно (6), для $H=700$ м, $UCS_i = 27$ МПа имеем $f_s = 0.085$, для $H=1400$ м, $UCS_i = 60$ МПа — $f_s = 0.077$. Иными словами, (6) согласуется с Гипотезой А. Тем не менее в [17] зависимость f_s от GSI и константы m_i противоречат Гипотезе А. При $GSI=50$ $f_s = 0.20$ для $m_i = 20$ (прочная порода) и $f_s = 0.15$ для $m_i = 10$ (пластичная).

Прочность трещиноватого массива можно рассчитать с помощью критерия Хука–Брауна [7]:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + UCS_i \left(m_b \frac{\sigma_3}{UCS_i} + s \right)^a, \quad (7)$$

где σ_1 , σ_3 — максимальное и минимальное главные напряжения; m_b , s , a — эмпирические константы (для $GSI > 25$ $a=0.5$),

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right), \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right). \quad (8)$$

Фактор D в (7), зависящий от степени нарушения породы при взрыве, для упрощения принят равным нулю. Параметр m_i находится в соответствии с [7]: $m_i = 20$ (для твердых пород), $m_i = 10$ (для пластичных). При $\sigma_3 = 0$ масштабный фактор определяется параметром s : $f_s = \sqrt{s}$. Из (8) видно, что s и f_s зависят только от GSI. В табл. 1 приведены результаты сравнения масштабных факторов, полученных на основе уравнения Хука–Брауна (7) и Хука–Мартиноса [17], для трех значений GSI. Выявлено, что масштабные факторы для обоих подходов противоречат не только Гипотезе А, но и друг другу.

ТАБЛИЦА 1. Сравнение масштабных факторов f_s

GSI	Хук–Браун, $f_s = \sqrt{s}$	Хук–Мартинос	
		Твердые породы	Пластичные породы
75	0.250	0.42	0.34
50	0.062	0.20	0.15
25	0.015	0.10	0.06

Если подставить m_i , s и f_s в (7), получим

$$\sigma_1 = \sigma_3 + UCS_m \left(7.27 m_i \frac{\sigma_3}{UCS_m} \exp\left(-\frac{GSI}{50.5}\right) + 1 \right)^{0.5}, \quad (9)$$

где $UCS_m = f_s UCS_i$.

Уравнения (7) и (9) эквивалентны, однако (9) предпочтительнее, так как позволяет независимо вводить прочность массива горных пород в условие прочности как функцию ненарушенной прочности, типа породы, характеристик трещин и отношения размера выработки к расстоянию между трещинами. Один из методов определения прочности массива горных пород предложен ниже.

В отличие от традиционных результатов, в исследованиях масштабного фактора на моделях из эквивалентных материалов [18, 19] получен необычный эффект: прочность на сдвиг по контактам блоков увеличивается с уменьшением размеров блоков l в блочной структуре. Масштабный эффект для модуля деформации оставался традиционным при более высоком значении, соответствующим большему размеру блока. Результаты испытаний [19] на сдвиг τ при постоянном нормальном давлении $\sigma_n = 22.4$ кПа приведены на рис. 5.

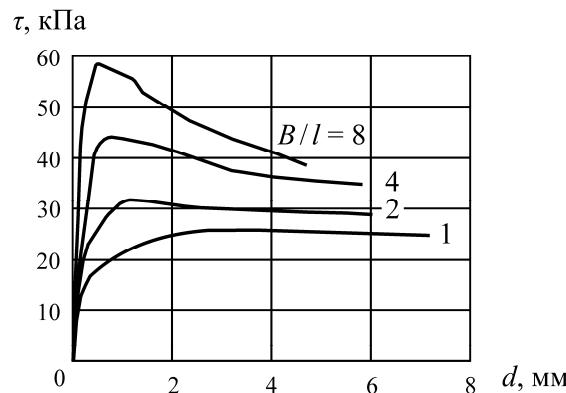


Рис. 5. Зависимость прочности на сдвиг τ от отношения размера образца к размеру блока B/l [19], d — сдвиговое смещение

Из рис. 5 видно, что прочность на сдвиг при размере блока, равного размеру образца, более чем в 2 раза меньше сдвиговой прочности при размере блоков в 8 раз меньших, чем размер образца. Проанализированы результаты и детали 11 испытаний. На образцах после испытаний заметно незначительное смещение по высоте блоков малых размеров со сколом части поверхности (рис. 6). Это различие в высоте могло создать дополнительное сопротивление сдвигу. Примечательно, что прочность стенки блока на сжатие составляла 2000 кПа, в то время как максимальная прочность на сдвиг τ всего 140 кПа. Возможно, в этом кроется причина необычного масштабного эффекта.

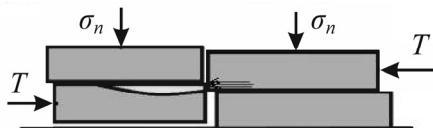


Рис. 6. Возможные причины необычного масштабного эффекта в [19]

МАСШТАБНЫЙ ФАКТОР И ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОРОДНОГО МАССИВА

Критерии RMC установлены на основе характеристик структуры массива горных пород. Не всегда ясно, для какого иерархического уровня блочного строения определяется рейтинг RMC. Трещины и дефекты пронизывают породный массив от микро- до макроуровня, снижая механические свойства. Согласно закону развития трещин в рамках иерархического строения, трещины в каждом блоке возникают в результате растрескивания двух предыдущих блоков.

Садовский [20] один из первых обратил внимание на схожесть трещин в блочных структурах при увеличении иерархического уровня и выявил, что отношение линейных размеров между двумя соседними блоками составляет ~ 3 . Мандельброт [21] выдвинул концепцию самоподобия и фрактальной геометрии, позволяющую описать сходство нестандартных геометрических форм.

Пригожин [22] предложил теорию развития самоорганизованных нелинейных открытых систем. Необратимость и неустойчивость процессов в таких системах — основные факторы, приводящие к возникновению новых диссипативных структур. Два механизма разрушения породы при постоянной нагрузке и скорости деформации можно объяснить концепцией Пригожина. В первом случае динамическое разрушение происходит с бифуркацией непосредственно после достижения предельной прочности, во втором — жесткое нагружение приводит к перераспределению концентрации напряжений от поврежденных элементов к ненарушенным. Это явление (самоорганизация) объясняет запредельное деформирование породы.

Одно из успешных применений упомянутых теорий в геомеханике представлено в [23], где установлен универсальный принцип фрактальной делимости и разработан подход к моделированию самоорганизованного процесса деформации породного массива. Экспериментально доказано, что идеальное число универсального принципа делимости N составляет квадрат пропорции золотого сечения: $N = \Phi^2 = 2.618$. Это число определяет отношение двух последующих иерархических уровней в блочном строении. Другое важное заключение экспериментальных исследований состоит в том, что соотношения сторон блоков равны пропорции золотого сечения $\Phi = 1.618$ ($a:b:c = 2.618:1.618:1$, a — максимальный размер блока, c — минимальный).

Фрактальная делимость массива породы статистически обоснована в [24]. Интервал между отдельностями подчиняется отрицательному экспоненциальному распределению, т. е. отношение интервала между отдельностями большего иерархического уровня к меньшему равно $S_{i+1} / S_i = e^{-i} e^{i+1} = e = 2.718$. Разница между известными постоянными e и N составляет 3.7 %. Размер блока в [24] представлен в виде объемной плотности отдельностей. В случае трех и более систем трещин объемный размер блока вычисляется как $V_b = S_1 S_2 S_3 / (\sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3)$, где S_i — размеры блока, γ_i — углы между системами трещин. Ввиду высокой вариации γ_i , в [24] рекомендуется рассчитывать усредненный размер блока:

$$l_0 = (S_1 S_2 S_3)^{1/3}, \quad (10)$$

а характеристики трещин — определять для уровня иерархии блоков, соизмеримых с размером проектируемого сооружения.

Сравнение между естественной иерархией отдельностей в породном массиве (рис. 7 a) и традиционным представлением масштабного эффекта (рис. 7 b) подчеркивает важное различие в понимании поведения породного массива. На рис. 7 a естественная иерархия отдельностей отражает сложную структуру породного массива, в котором трещины образуются на разных масштабных уровнях и с разной ориентацией. Фрактальная природа трещин в породном массиве определяется последовательным вложением трещин меньших уровней иерархии в последующие уровни иерархии. Традиционное представление масштабного эффекта в породном массиве подразумевает равномерность характеристик трещин по всем уровням иерархического блочного строения. Такой подход пренебрегает сложной иерархией отдельностей, присущей в породных массивах, что приводит к неточностям анализа и некорректным проектным решениям.

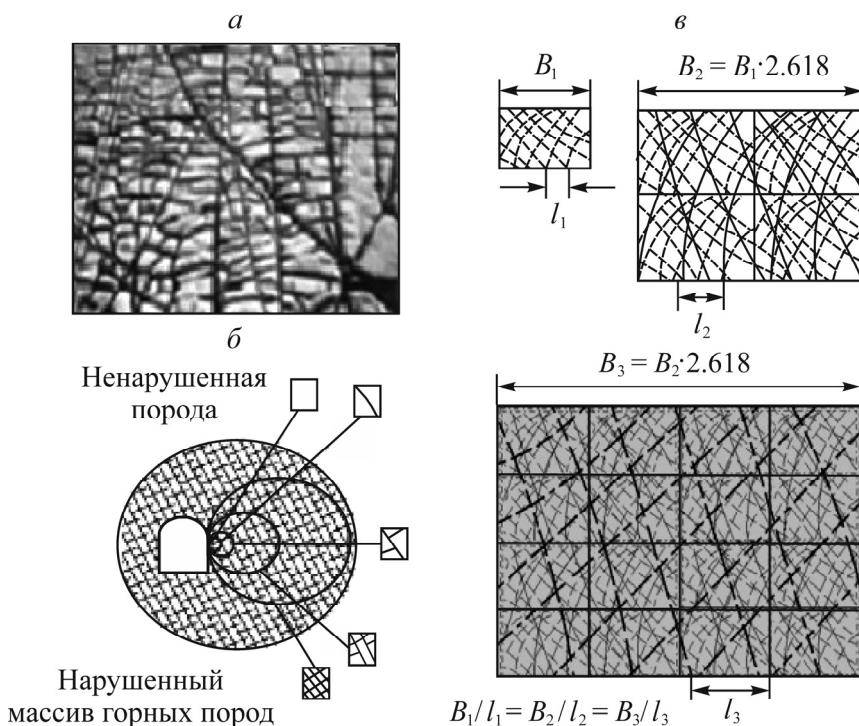


Рис. 7. Масштабный эффект массива горных пород: a — естественное блочно-иерархическое строение [11]; b — традиционное представление массива по Хуку–Брауну [7]; c — блочно-иерархическое строение массива горных пород, предлагаемое в настоящей работе

Различие между двумя представлениями подчеркивает важность учета иерархического строения породного массива при определении его механических характеристик. Несмотря на детальное описание характеристик отдельностей в рамках классификаций RMR и Q , в них отсутствует учет иерархической структуры блоков и влияние размеров проектируемых выработок. В отличие от традиционного представления Хука–Брауна [7], в предлагаемой концепции породного массива (рис. 7в) вводится иерархическое блочное строение. В рамках данной модели в каждом блоке рассматриваются трещины не только своего иерархического уровня, но и всех предыдущих. Такой подход точнее отражает многомасштабную природу распространения трещин в породном массиве.

Несмотря на усилия по разработке фрактально-статистических масштабных моделей, например [25], полное описание механических свойств всех элементов блочно-иерархического строения крайне трудоемкая задача. Сложность взаимодействия между иерархическими уровнями и неравномерность свойств создают значительные трудности для комплексного описания горного массива. Ниже предложен упрощенный подход для оценки прочности массива, основанный на концепции фрактального анализа и результатов испытаний [16] на блочных моделях из эквивалентных материалов (см. рис. 3).

Традиционные критерии, обеспечивающие подобие рассматриваемых процессов, должны охватывать следующие ключевые параметры:

$$\begin{aligned} UCS_M &= \frac{UCS}{\alpha_\sigma}, \quad c_M = \frac{c_R}{\alpha_\sigma}, \quad E_M = \frac{E_R}{\alpha_\sigma}, \\ \operatorname{tg} \varphi_M &= \operatorname{tg} \varphi_R, \quad \nu_M = \nu_R, \quad \varepsilon_M = \varepsilon_R, \\ \alpha_\sigma &= \alpha_i \alpha_\gamma, \quad \alpha_i = \frac{B_R}{B_M}, \quad \alpha_\gamma = \frac{\gamma_R}{\gamma_M}. \end{aligned}$$

Здесь M, R, i — индексы, обозначающие модель, прототип породного массива и ненарушенную породу; UCS_i , UCS_i^M — прочность на сжатие ненарушенной породы и ненарушенного блока модели; c — сцепление; E — модуль упругости; $\operatorname{tg} \varphi$ — тангенс угла внутреннего трения; B — размер образца модели; ν — коэффициент Пуассона; ε — относительная деформация; γ — плотность породы; α_σ — критерий подобия для напряжения, прочности и модуля упругости; α_i — масштабный фактор; α_γ — критерий подобия по плотности.

В [16] испытаны модели блоков, подвергнутых одноосному сжатию, в которых варьировались отношение B / l_0 и прочность ненарушенных блоков эквивалентного материала. Высота образцов неизменна: $B_M = 30$ см. Учитывая, что сила тяжести неизмеримо мала по сравнению с нагрузкой, прилагаемой к торцевым сторонам модели, принято $\alpha_\gamma = 1$. В этом случае $\alpha_\sigma = \alpha_i$. Результаты [16] использовались для оценки фактора снижения прочности реальных блоков различного иерархического уровня: f_s^M для прочной и хрупкой породы оказался меньше, чем для пластичной и малопрочной, при одинаковом масштабе.

Большинство испытаний блочных структур выявили тенденцию, при которой фактор снижения прочности стремится к постоянной величине. В испытаниях не учитывалось, что добавление дополнительных дефектов на каждом иерархическом уровне приводит к снижению прочности. Согласно [26], каждая последующая трещина в иерархии в ~ 3 раза больше предыдущей.

В предлагаемом подходе принятые следующие допущения:

- масштабный фактор перехода с одного иерархического уровня на другой остается постоянным и равен фрактальной размерности $N=2.618$;
- соотношение B / l_0 неизменно при переходе с одного иерархического уровня на другой;
- фактор снижения прочности f_s^M постоянен на всех иерархических уровнях.

Кривые на рис. 3 описываются следующими уравнениями:

$$f_s^M = f_{s \text{ min}}^M + (1 - f_{s \text{ min}}^M) \exp \left[-0.225 \frac{B}{l_0} - 1 \right], \quad (11)$$

$$f_{s \text{ min}}^M = 0.525 - 0.225 \ln UCS_i^M. \quad (12)$$

Среднее отклонение (11) от результатов испытаний (рис. 3) не превышает 6 %. В качестве исходных данных для оценки фактора снижения прочности f_s^M использовалась прочность ненарушенного породного массива UCS_i , размер блочной модели $B_M = 0.3$ м и размер блока l_0^R в объеме соизмеримы с размером выработки B_R . Параметр l_0^R определялся по (10).

Последовательность расчета масштабного фактора состоит из определения:

- 1) критериев подобия $\alpha_\sigma = \alpha_l = B_R / B_M$, $[B / l_0]_M = [B / l_0]_R$;
- 2) прочности на сжатие эквивалентного ненарушенного материала модели $UCS_l^M = UCS_i / \alpha_\sigma$;
- 3) фактора снижения прочности модели блочного строения f_s^M ;
- 4) количества иерархических уровней:

$$N^n = \alpha_l, \quad n = \frac{\ln \alpha_l}{\ln N} = \frac{\ln B + 1,2}{\ln N}; \quad (13)$$

- 5) оценки прочности массива на сжатие UCS_m :

$$UCS_m = UCS_s^M (f_s^M N)^n = UCS_i (f_s^M)^{n+1} \frac{N^n}{\alpha_\sigma} = UCS_i (f_s^M)^{n+1}, \quad (14)$$

где $UCS_s^M = UCS_l^M f_s^M = (UCS_i / \alpha_\sigma) f_s^M$;

- 6) фактора снижения прочности породного массива:

$$f_s = \frac{UCS_m}{UCS_i} = (f_s^M)^{n+1}. \quad (15)$$

Пример 1. Оценка факторов снижения прочности при ширине выработки $B=4$ и 10 м, расстоянии между трещинами $l_0^R = 1$ и 2 м, прочности $UCS_i = 30, 70$ и 100 МПа (табл. 2).

ТАБЛИЦА 2. Фактор снижения прочности массива f_s

UCS_i , МПа	$B_R = 4$ м		$B_R = 10$ м	
	$l^R = 2$ м	$l^R = 1$ м	$l^R = 2$ м	$l^R = 1$ м
30	0.65	0.31	0.22	0.09
70	0.60	0.25	0.16	0.05
100	0.58	0.23	0.14	0.04

Для всех примеров глубина выработки 1000 м, средняя плотность породы $\gamma = 0.027 \text{ МН/м}^3$. Для прочности ненарушенной породы 30 МПа при увеличении размера выработки от 4 до 10 м прочность массива уменьшилась в 3.0 раза для $l_0^R = 2$ и в 3.4 раза для $l_0^R = 1$. При тех же условиях для прочности ненарушенной породы 100 МПа прочность массива уменьшается в 4.1 раза для $l_0^R = 2$ и 5.7 раза для $l_0^R = 1$. Отметим, что в RMC-системах прочность массива не зависит прямым образом от размера выработки.

ОЦЕНКА ФАКТОРА СНИЖЕНИЯ ПРОЧНОСТИ С УЧЕТОМ ХАРАКТЕРИСТИК ТРЕЩИН

Для учета характеристик трещин введем корректирующие коэффициенты k_1 и k_2 в (11) и (12). В их основе лежит геологическая информация, используемая в классификации Q :

$$f_s^M = f_{s \text{ min}}^M + (1 - f_{s \text{ min}}^M) \exp \left[-0.225 \frac{B}{k_2 l_0} - 1 \right],$$

$$f_{s \text{ min}}^M = [0.525 - 0.225 \log UCS_i^M] k_1, \quad k_1 = \exp \left[0.2 - \frac{0.1 J_a}{J_r} \right], \quad k_2 = \frac{RQD}{11.1 J_n},$$

где J_r / J_a — коэффициент трения между блоками; RQD / J_n — относительный размер блока.

Коэффициенты k_1 и k_2 введены с целью предварительной оценки влияния трещиноватости. Для их уточнения потребуются дополнительные испытания моделей при вариации характеристик контактов, а также обратный анализ полевых наблюдений.

Пример 2. Оценка фактора снижения прочности массива f_s при исходных данных из примера 1. Дополнительные данные, характеризующие трещины и их контакты, приняты как благоприятные: $RQD = 70$; $J_n = 6$; $J_\alpha = 0.75$; $J_r = 4$; $J_w = 1$. Параметр SRF определен по (2), показатель качества массива Q при $H = 1000$ м — по (3): для $UCS_i = 30$ МПа $Q = 2.07$; для $UCS_i = 70$ МПа $Q = 5.76$; для $UCS_i = 100$ МПа $Q = 8.76$. Корректирующие коэффициенты k_1 и k_2 составили 1.2 и 1.05 соответственно. Результаты расчета представлены в табл. 3.

ТАБЛИЦА 3. Фактор снижения прочности массива f_s для благоприятных условий трещиноватости

UCS_i , МПа	$B_R = 4$ м		$B_R = 10$ м	
	$l_0^R = 2$ м	$l_0^R = 1$ м	$l_0^R = 2$ м	$l_0^R = 1$ м
30	0.72	0.40	0.35	0.18
70	0.67	0.32	0.25	0.10
100	0.65	0.29	0.21	0.08

Анализ примеров демонстрирует значительную зависимость фактора снижения прочности не только от характеристик трещиноватости, но и от размеров выработки, а также прочности ненарушенной породы.

Оценим фактор снижения прочности f_s , используя подход Каламараса–Беняевского [6]:

$$f_s = \frac{UCS_m}{UCS_i} = \exp \frac{RMR - 100}{24}.$$

После подстановки RMR как функции Q [6]: $RMR = 9\ln Q + 44$, фактор снижения прочности приобретает вид

$$f_s = \exp \frac{9 \ln Q + 44 - 100}{24} = \exp(0.375 \ln Q - 2.33). \quad (16)$$

Результаты расчета по (16), представленные в табл. 4, значительно отличаются от результатов табл. 2, 3.

ТАБЛИЦА 4. Результаты расчета f_s по уравнению Каламараса – Беняевского [6]

UCS _i , МПа	Предпочтительные условия		Непредпочтительные условия	
	Q	f _s	Q	f _s
30	2.07	0.128	0.036	0.028
70	5.76	0.210	0.100	0.041
100	8.76	0.220	0.150	0.047

Масштабный фактор, рассчитанный по (16), не зависит от размера выработки. Полученные результаты противоречат Гипотезе А, т. е. фактор снижения прочности выше для твердых и хрупких пород, по сравнению с мягкими и пластичными.

В рассмотренном подходе отношение размера элемента массива к расстоянию между трещинами принималось неизменным. Чтобы учесть изменчивость этого отношения для каждого уровня иерархии блочной структуры, коэффициент снижения прочности массива горных пород оценим с помощью уравнения

$$f_s = (f_s^M)^a \prod_{i=1}^{j+1} [(1 + p_i(f_s^M - 1)], \quad (17)$$

где j — целая часть n (см. уравнение (13)); a — дробная часть n : $n = j + a$. Если вероятность $p_i = 1$ для B / l_0 на всех иерархических уровнях, то уравнение (17) переходит в (15).

Пример 3. При исходных данных из примера 1 и $p_i = \text{const} = 0.4$ по (17) получим $f_s = 0.45$ (для сравнения, при $p_i = \text{const} = 1$ $f_s = 0.16$).

Для оценки интегральной прочности массива горных пород в теоретико-экспериментальном методе используется уравнение

$$UCS_{mt} = UCS_i f_s f_t f_\alpha \frac{1}{f_j}, \quad (18)$$

где

$$f_t = f_\infty + (1 - f_\infty) \exp(-\alpha_t t), \quad f_\alpha = m \exp \frac{\alpha \gamma H}{120 UCS_i}. \quad (19)$$

Здесь f_t — фактор снижения прочности во времени; f_α — корректирующий фактор, учитывающий влияние угла падения породного пласта и направление выработки относительно простириания пласта; α — угол падения пласта; $m = 1$ для выработок, направленных по простирианию пласта (штрек); $m = 1.06$ для выработок, направленных под углом 45° к линии простириания; $m = 1.18$ для выработок, перпендикулярных линии простириания (квершлаг); α_t — эмпирический параметр длительной прочности со средним значением 0.1 1/сут; $f_\infty = UCS_\infty / UCS_i$ — минимальный фактор снижения прочности во времени; γH — гидростатическое напряжение в массиве. Фактор f_∞ рассчитывается в зависимости от влажности w и пористости n : $f_\infty = 0.97 - 0.38w/n$ [27].

В [27] предлагается определять предельную долговременную прочность породы на сжатие UCS_{∞} по уровню напряжения, при котором коэффициент дилатации K_d превышает 1.

Введение в классификацию U [4] фактора f_{α} выполнено для коррекции смещений. Автор использует данный фактор для коррекции напряжения или прочности массива, так как он больше отражает механику деформирования пород. Фактор f_{α} определен на основе анализа полевых наблюдений с использованием теоретико-экспериментального метода [9]. Повышенная устойчивость выработок, пройденных в слабых породах, зажатых между прочными породами на крутопадающих пластах, может быть связана с перераспределением напряжений от слабой породы к прочным. Коэффициент $1/f_j$ введен в (18) для учета 3D при проектировании выработок на пересечениях, параллельных выработок с различными диаметрами и камер. Подробности и обоснование вычисления f_j приведены в [9, 28]. Фактически f_j , отражающий дополнительную концентрацию напряжений от соседних выработок, введен для расчета эффективной глубины (при расчете сопряжений выработок $f_j > 1$, при расчете камер $f_j < 1$). Однако коэффициент $1/f_j$ в равной степени может использоваться для корректировки эффективной прочности массива горных пород.

Влияние ориентации нарушенности отражено в системе RMR [1] в виде корректировки рейтинга. В наименее благоприятном сценарии (выработка ориентирована параллельно простианию при угле падения пород $0-20^\circ$), корректировка составляет -5 по сравнению с более благоприятным сценарием (квершлаг, при угле падения породных слоев $\alpha > 45^\circ$). Рассчитаем коэффициент снижения прочности массива при $RMR=60$ для наиболее благоприятного и наименее благоприятного сценариев с использованием (16). Для благоприятного случая $f_s = 0.189$, для неблагоприятного — $RMR=60-5=55$, получим $f_s = 0.153$. Соотношение прочности массива горных пород между лучшим и худшим случаями составляет 1.24. Согласно классификации U [4], максимальное соотношение смещений равно четырем при сравнении двух выработок: выработка вдоль простирания при $\alpha < 20^\circ$ и квершлага при $\alpha = 60^\circ$. Следуя предлагаемому подходу, соотношение прочности массива горных пород для этих двух случаев зависит от отношения $\gamma H / UCS_i$. Используя (18), найдем отношение прочности массива горных пород между лучшим и худшим случаями. Для глубины $H=1000$ и $UCS_i=30, 50$ и 100 МПа отношение прочностей массива между наиболее и наименее предпочтительными случаями составило 1.59, 1.41 и 1.26 соответственно. Заметим, что классификация Q [2] не учитывает влияние направления и угла падения выработки.

ОЦЕНКА МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ПОРОДНОГО МАССИВА

Системы RMR и Q при оценке модуля деформации массива основываются на эмпирических подходах и не учитывают размеры выработки, направление напряжений относительно слоистости и временную зависимость. Сравнение разных подходов к оценке модуля деформации на основе RMC [29] приведено в табл. 5. Исходные данные: расстояние между трещинами $l_0 = 3$ м; RQD = 100, две системы трещин, трещины шероховатые и связные, вода отсутствует, прочность на сжатие $UCS_i = 4 \div 200$ МПа. Модуль деформации массива E_m в некоторых случаях превышает модуль деформации ненарушенной породы E_i . Отношение E_m / E_i изменяется от 0.6 до 39.0.

ТАБЛИЦА 5. Различные оценки модуля деформации породного массива по [29]

Диаметр образцов в лабораторных испытаниях 50 мм	UCS_i , МПа	4	60	200	Уравнение
RMR	E_i , ГПа	1.6	24	80	$E_i = 400UCS_i$
	RMR	81.0	87.0	92.0	
	E_m , ГПа	62.0	74.0	84.0	$E_m = 2RMR - 100$
Q	E_m / E_i	38.8	3.1	1.1	
	Q	50.0	50.0	50.0	
	E_m , ГПа	38.2	38.2	38.2	$E_m = 8Q^{0.4}$
RMI	E_m / E_i	23.9	1.6	0.48	
	RMI	2.0	30.0	100.0	
	E_m , ГПа	9.0	27.0	44.0	$E_m = 7RMI^{0.4}$
	E_m / E_i	5.6	1.1	0.6	

В [29] подчеркивается, что определение модуля деформации породных массивов подвержено измерительным ошибкам как со стороны оборудования, так и со стороны подготовки образцов. Так, отношение модулей деформации, полученных при испытании образцов, подготовленных посредством бурения и взрывания, изменяется от 5.4 до 9.6.

Альтернативный подход к оценке модуля деформации ненарушенной породы предложен в [27] на основе широкого ряда лабораторных испытаний породы с различным литологическим составом, характерным для 15 угольных бассейнов СССР:

$$E_i = UCS_i a + b. \quad (20)$$

В табл. 6 приведены эмпирические коэффициенты a и b в уравнении (20).

ТАБЛИЦА 6. Коэффициенты a и b

Порода	a	b , МПа	Диапазон прочности на сжатие для надежной корреляции, МПа
Песчаник	226	12200	60–200
Алевролит	245	12400	25–95
Аргиллит (нагрузка перпендикулярна слоистости)	242	1600	20–80
Аргиллит (нагрузка вдоль слоистости)	585	9500	20–80

Автор предлагает использовать в первом приближении обобщенную оценку модуля деформации массива E_m путем подстановки в (20) прочности массива UCS_m вместо прочности ненарушенной породы UCS_i :

$$E_m = UCS_m a + b. \quad (21)$$

Для оценки отношения модуля деформации массива и модуля деформации образцов f_E , предположим, что прочность породы равна средней прочности для рассматриваемого литологического типа, а средний фактор снижения прочности $f_s = 0.3$. Фактор снижения модуля деформации f_E можно оценить по (21) и (20): $f_E = E_m / E_i$. Результаты расчета f_E находятся в диапазоне полевых измерений 0.2–1.0 (табл. 7).

ТАБЛИЦА 7. Оценка снижения модуля деформации f_E

Порода	UCS_i , МПа	E_i , ГПа	E_E , ГПа	f_E
Песчаник	80	30.3	17.6	0.58
Алевролит	60	27.2	16.8	0.62
Аргиллит (нагрузка перпендикулярна слоистости)	40	11.3	4.5	0.40
Аргиллит (нагрузка вдоль слоистости)	30	27.1	14.8	0.55

Традиционные уравнения оценки модуля упругости не учитывают анизотропии пород, таких как аргиллит. Известно, что прочность аргиллита перпендикулярно слоистости выше, чем вдоль нее. При этом отношение модулей упругости имеет обратную зависимость: $E_{\perp} > E_{\parallel}$. В рамках предлагаемого подхода для аргиллита зададим следующие свойства: $UCS_{\perp} = 30$ МПа; $UCS_{\parallel} = 40$ МПа. Используя (20), получим $E_{\perp} = 27.1$ ГПа, $E_{\parallel} = 11.3$ ГПа. Таким образом, имеем отношение прочностей $UCS_{\perp} / UCS_{\parallel} = 0.75$, отношение модулей $E_{\perp} / E_{\parallel} = 2.4$. Этот эффект характерен и для трещиноватых, и для слоистых массивов.

ОЦЕНКА ПАРАМЕТРОВ ПОЛЗУЧЕСТИ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

Один из наименее изученных аспектов механического поведения горной породы — влияние времени на ее деформацию и разрушение. При расчете характеристик породной структуры необходимо учитывать снижение модуля деформации и прочности во времени.

Подход к оценке снижения прочности во времени описан выше (см. уравнение (19)). При решении задач геомеханики для оценки линейной ползучести (вязкоупругой деформации) традиционно используются интегральные операторы. Они заменяют в уравнениях упругие постоянные. В [30] обосновано применение переменных модулей вместо интегральных операторов. Максимальная ошибка для крайних случаев не превышала 18 %, тогда как ошибка традиционной аппроксимации интегральных операторов для тех же случаев превышала 500 %.

Переменный модуль E_{mt} оценивается по формуле

$$E_{mt} = \frac{E_m}{1 + \phi_t},$$

где функция ползучести

$$\phi_t = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_0}{\varepsilon_0} = \frac{\delta t^{1-\alpha}}{1-\alpha}. \quad (22)$$

Здесь α , δ — коэффициенты линейной ползучести; t — время, с; E_m — модуль упругости породного массива; ε_t — относительная деформация ползучести за время t ; ε_0 — начальная относительная деформация упругости. Коэффициенты α , δ определяются на основе усреднения результатов испытаний образцов на ползучесть и релаксацию при разных нагрузлениях.

Допустим, образцы песчаника испытывались на ползучесть 10 дней при двух уровнях нагрузления. Для первого уровня параметры ползучести определены как $\alpha = 0.6$, $\delta = 0.001 \text{ с}^{-0.4}$, $t = 0.864 \text{ млн с}^{0.4}$, параметр $\phi_t = 0.596$ рассчитывался по (22). Для второго: $\alpha = 0.75$, $\delta = 0.005 \text{ с}^{-0.25}$, $t = 0.864 \text{ млн с}^{0.25}$, $\phi_t = 0.6$. Для средних значений $\alpha = 0.675$, $\delta = 0.003 \text{ с}^{-0.325}$ $\phi_t = 0.784$, что на 31 % выше среднего ϕ_t . Правильнее использовать среднее ϕ_t при разных уровнях нагрузления, чем определять его по средним коэффициентам α и δ . На рис. 8 показано изменение функции ползучести ϕ_t для песчаника.

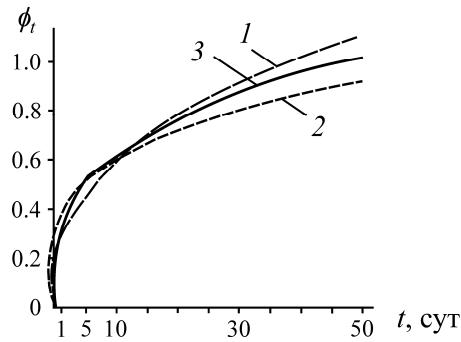


Рис. 8. Функции ползучести ϕ_t по результатам испытания песчаника: 1 — по данным α и δ при первом уровне нагружения; 2 — то же при втором уровне нагружения; 3 — по данным аппроксимации при $\alpha = 0.7$

Результаты экстраполированы по данным α и δ на $t = 50$ сут. На рис. 8 для сравнения приведена кривая, построенная при допущении $\alpha = 0.7$ и $\delta = 0.3\phi_t / t^{0.3}$, где ϕ_t определяется как среднее значение функции ползучести по результатам испытания при разных нагрузках, t — время испытания ($\text{с}^{0.3}$). Используя эту формулу, можно определить постоянные ползучести δ для $t = 10$ сут (продолжительность эксперимента, при среднем $\phi_t = 0.6$) и $t = 50$ сут (на момент стабилизации деформаций ползучести, при среднем $\phi_t = (1.13 + 0.91) / 2 = 1.02$). Соответственно, постоянные ползучести δ , определенные для указанных моментов времени, равны $0.0031 \text{ с}^{-0.3}$ и $0.0030 \text{ с}^{-0.3}$ (расхождение $< 3.3\%$). Принимая неизменным параметр $\alpha = 0.7$, параметр δ становится константой ползучести для испытанной породы.

Переменный модуль деформации E_{mt} и переменный модуль сдвига G_{mt} породного массива рассчитываются как

$$E_{mt} = \frac{E_m}{1 + \phi_t} = \frac{E_m}{1 + 3.33\delta t^{0.3}}, \quad G_{mt} = \frac{E_m}{2(1 + \nu + 1.5\phi_t)}. \quad (23)$$

Приняв коэффициент Пуассона $\nu = 0.25$, имеем $G_{mt} = E_m / (2.5 + 10\delta t^{0.3})$.

В [31] проанализированы результаты экспериментальных исследований ползучести ненарушенных пород [32–35] и предложены формулы для оценки постоянной ползучести δ для следующих типов породы:

$$\begin{aligned} \text{алевролит: } \delta &= 0.200 - 0.42 \cdot 10^{-2} E_i; \\ \text{аргиллит: } \delta &= 0.380 - 0.94 \cdot 10^{-2} E_i; \\ \text{песчаник: } \delta &= 0.102 - 0.17 \cdot 10^{-2} E_i; \\ \text{уголь: } \delta &= 0.067 - 0.03 \cdot 10^{-2} E_i. \end{aligned} \quad (24)$$

Постоянные ползучести δ в (24) преобразованы во времени, и для расчета по (22)–(24) следует подставлять время: $t^{0.3}$ — в $\text{сут}^{0.3}$, параметр ползучести — $\delta^{0.3}$, модуль деформации массива E_m — в ГПа.

Результаты определения δ для четырех типов пород получены на основе экспериментальных исследований ползучести на образцах. В известных публикациях отсутствует сравнение лабораторных испытаний с данными шахтных экспериментов по ползучести массива горных пород. В первом приближении предлагается заменить в корреляционных уравнениях (24)

модуль деформации ненарушенной породы E_i на модуль деформации массива E_m при вычислении постоянной ползучести массива. Предлагаемая гипотеза успешно использована для оценки смещений в выработках на основе теоретико-экспериментального метода.

Подобный метод оценки ползучести бетонной крепи разработан в [36]. В качестве примера обоснования предлагаемого подхода рассмотрим результаты испытаний [37] линейной ползучести слабой породы с модулем упругости $E = 4.85$ ГПа (рис. 9).

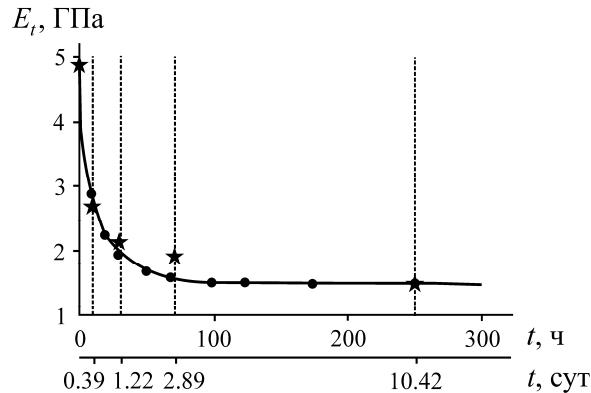


Рис. 9. Соотношение между переменным модулем деформации E_t и временем t по [37]: • — результаты испытания; кривая — аппроксимация [37]; ★ — расчетные данные в настоящей работе

Для расчета переменного модуля E_t предложена следующая формула:

$$E_t = a \exp\left(\frac{t}{b}\right) + c, \quad (25)$$

где a, b, c — экспериментальные параметры; t — время, ч [37].

Допустим, что качестве слабой породы выступает аргиллит. По формуле (24) определим для него постоянную ползучести $\delta = 0.38 - 0.94 \cdot 10^{-2} \cdot 4.85 = 0.334$, по (23) — переменный модуль E_t для нескольких временных интервалов, для которых проводились измерения в [37]: для $t = 0.39$ сут (9.36 ч) $E_t = 2.63$ ГПа; для $t = 1.22$ сут (29.3 ч) $E_t = 2.22$ ГПа; для $t = 2.89$ сут (69.4 ч) $E_t = 1.90$ ГПа; для $t = 10.42$ сут (250 ч) $E_t = 1.49$ ГПа. На рис. 9 расчетные значения показаны звездочкой. Отметим, что при расчете переменных модулей использовалась только одна константа ползучести δ , а не три параметра, как в (25) из [37]. Параметры a, b, c характерны только для конкретных испытаний и не могут быть обобщены для пород того же типа.

Считается, что параметры ползучести не зависят от масштаба. В [38] на основе анализа результатов испытания металлических образцов различного масштаба обнаружено интересное явление: небольшие дефекты размером 5–50 нм релаксируют быстрее, чем большие дефекты, релаксирующие в течение длительного времени. На основании этого наблюдения выдвинута гипотеза, что такое явление может также распространяться на иерархию структуры массива горных пород, т. е. длительность релаксации напряжений и деформации ползучести могут увеличиваться с ростом размера массива горных пород. Скорость же деформаций убывает с увеличением масштаба. Назовем этот эффект Гипотезой В. Данное наблюдение вносит значительный вклад в понимание поведения массивов горных пород различных масштабов. В данном подходе этот эффект учитывается частично: параметры ползучести увеличиваются, а переменные модули уменьшаются с увеличением размеров массива.

Выполним оценку параметра ползучести δ и переменного модуля E_{mt} для разных масштабов выработки. Масштабный фактор для переменного во времени модуля можно определить по формуле $f_{E_t} = E_{mt} / E_m = 1 / (1 + 3.33\delta t^{0.3})$. Для вычисления скорости изменения E_{mt} / E_m возьмем производную по времени: $\{f_{E_t}\}' = -(\delta t^{-0.7}) / (1 + 3.33\delta t^{0.3})^2$. Примем следующие факты снижения модуля деформации: $f_E = 1$ — для скважины стандартного диаметра; $f_E = 0.7$ — для штрека шириной $B = 3.5$ м; $f_E = 0.3$ — для штрека шириной $B = 6.0$ м. Порода аргиллит имеет модуль деформации $E = 25$ ГПа. Результаты расчета показаны в табл. 8.

ТАБЛИЦА 8. Расчет δ и E_{mt} в зависимости от размера выработки

f_E	E_m , ГПа	δ , сут $^{-0.3}$	ϕ_t	E_{mt} , ГПа	E_{mt} / E_m
1.0	25.0	0.145	1.56	9.76	0.39
0.7	17.5	0.216	2.32	5.27	0.30
0.3	7.5	0.314	3.37	1.72	0.23

Параметр ползучести δ не постоянен и растет с увеличением масштаба выработки (табл. 9). Деформации ползучести увеличиваются при уменьшении отношения E_{mt} / E_m . Чем больше размер выработки, тем больше дефектов участвует в долгосрочной деформации породного массива. Но из табл. 9 следует, что скорости деформаций ползучести уменьшаются во времени и с увеличением масштаба.

ТАБЛИЦА 9. Уменьшение скорости деформаций ползучести во времени и с увеличением масштаба (скорости увеличены в 10^3)

δ	Время t , сут		
	5	20	50
0.145	–14.8	–3.7	–1.4
0.216	–14.9	–3.4	–1.3
0.314	–14.0	–3.0	–1.1

Дополнительное, возможно косвенное, подтверждение Гипотезы В представлено на рис. 10.

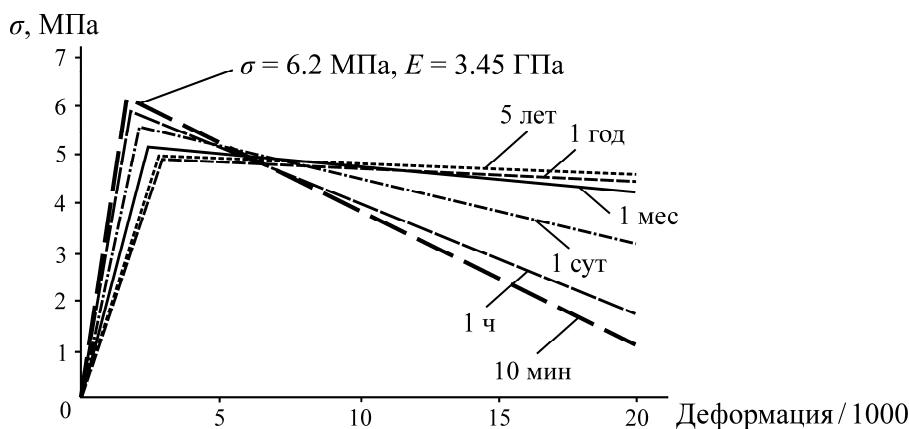


Рис. 10. Длительная прочность угольного целика [6]

На основе испытания образцов целиков в лабораторных условиях [6] при вариации скоростей деформирования, размеров целиков и отношений ширины к высоте b/h сделаны следующие выводы:

- уменьшение скорости деформации и увеличение отношения b/h приводят к сглаживанию наклона кривой “нагрузка – деформация” за пределом прочности;
- предел прочности при сжатии для горной породы при высоких скоростях деформации имеет более высокое значение, чем у той же породы при низких скоростях деформации;
- длительная прочность целиков увеличивается с уменьшением скорости деформаций и с ростом b/h , т. е. с увеличением масштаба.

Это позволило сделать экстраполяцию длительной прочности в зависимости от модуля спада, представленную на рис. 10. Другое объяснение увеличения длительной прочности целиков с увеличением b/h и уменьшением скорости деформирования, возможно, связано с эффектом Гипотезы В. С ростом масштаба увеличивается пластичность и ползучесть пород в целике, приводя к уменьшению концентрации напряжений у края целика и плавному его перераспределению к середине целика. При этом скорость деформаций уменьшается, а время до разрушения целика увеличивается.

Тем не менее проблема введения прямого масштабного фактора для параметров ползучести остается нерешенной из-за недостатка экспериментальных данных, охватывающих релаксацию или ползучесть массива горных пород на различных масштабных уровнях.

ПОДХОД К ОЦЕНКЕ УГЛА ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

Угол внутреннего трения φ — механическая характеристика критерия прочности Кулона–Мора. От него зависит объемная прочность массива горных пород, размер зоны неупругих деформаций и нагрузка на крепь подземных выработок. С уменьшением φ размер зоны неупругой деформации вокруг выработки увеличивается, влияние реакции крепи на устойчивость выработки уменьшается.

Одно из первых исследований угла φ для дискретного (нарушенного) массива горных пород с пластическим материалом на контактах трещин изучено в [39]. Это и последующие исследования способствовали пониманию механизма деформирования и разрушения горных пород. В настоящее время для оценки угла φ широко применяется формула (1), предложенная Бартоном [18]. Хотя она обоснована качественно, отсутствуют доказательства ее применимости для массивов горных пород больших размеров. В таких случаях методы обратного анализа могут быть более эффективными.

Оценка угла φ породного массива стала ключевым аспектом в расследовании инцидента, произошедшего в тоннеле Байкало-Амурской магистрали в СССР. Тоннель проходил через трещиноватые граниты с прочностью образцов на сжатие 100 МПа на глубине менее 150 м. Согласно стандартам проектирования, ожидалось, что тоннель должен быть устойчив при использовании железобетонной крепи. Тем не менее в установленной крепи появились трещины. Дополнительные геологические изыскания секции тоннеля показали, что промежутки между блоками гранита заполнились пластичной глиной. В таком случае обобщенный угол φ породного массива мог быть значительно ниже, чем на основе лабораторных испытаний, что привело к значительному увеличению зоны неупругих деформаций и нагрузки на крепь.

В [40] проанализирован масштабный фактор для оценки угла φ на моделях с блочной структурой. Образцы мрамора разрезались на блоки разного размера и собирались в стандартные образцы. Испытанию в условиях объемного сжатия на жестком прессе подвергались две блочные структуры: $B/l = 5$ и 2 (B — диаметр образца, l — размер блока). Дополнительно испытывались ненарушенные монолитные образцы и образцы, достигшие отметки остаточной прочности. Для анализа влияния пластичного материала на контактах блоков один из образцов с $B/l = 5$ заполнялся пластичным материалом между блоками. Результаты испытаний приведены на рис. 11.

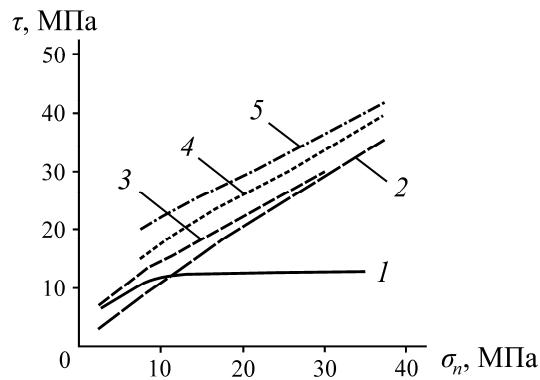


Рис. 11. Критерии прочности Мора–Кулона для блочных структур [40]: 1 — блочная структура $B/l = 5$ с пластичным заполнением между блоками; 2 — трещиноватая порода при остаточной прочности; 3 — блочная структура $B/l = 5$ с сухими контактами между блоками; 4 — блочная структура $B/l = 2$ с сухими контактами между блоками; 5 — монолитный образец

Сравнение результатов показало, что угол φ образца с пластичным заполнением пространства между блоками асимптотически стремится к нулю, а у образцов с сухой границей раздела между блоками φ близок к углу внутреннего трения монолитной породы.

НОВЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ УГЛА ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

Разработан подход по оценке угла внутреннего трения на основе анализа полевых измерений смещений массива. В [41] обнаружено, что U_0/U (U_0 , U — смещения на контуре выработки ($r = R_0$) и при радиусе r соответственно) может быть аппроксимировано функцией, зависящей только от φ :

$$\frac{U_0}{U} = \left(\frac{R}{R_0} \right)^\beta, \quad \beta = \ln \frac{U_0}{U} / \ln \frac{R}{R_0}, \quad \varphi = \arcsin \frac{\beta - 1}{\beta + 1}; \quad \beta = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi).$$

Смещение на контуре выработки U_0 и смещение U на радиусе R можно получить из осесимметричного, вязко-упругопластичного решения для условий плоской деформации [9]:

$$U = \frac{R(1+\nu)UCS_{mt}}{2E_{mt}} [(2q-1)\sin \varphi + 1] \left(\frac{R_L}{R} \right)^{\beta+1},$$

$$U_0 = \frac{R_0(1+\nu)UCS_{mt}}{2E_{mt}} [(2q-1)\sin \varphi + 1] \left(\frac{R_L}{R_0} \right)^{\beta+1},$$

где $q = \gamma H / UCS_{mt}$; UCS_{mt} — прочность массива; E_{mt} — переменный модуль упругости.

В отличие от традиционного подхода к решению проблемы, гидростатическая нагрузка, эквивалентная весу породы над выработкой, была снята с контура выработки для моделирования разгрузки массива после проведения выработки. В результате имеем

$$\frac{U_0}{U} = \left(\frac{R}{R_0} \right)^{-1} \left(\frac{R}{R_0} \right)^{\beta+1} = \left(\frac{R}{R_0} \right)^\beta.$$

Если смещение измерено немного за контуром $r = R_0 + \Delta$ ($\Delta \approx 0.5$ м), то смещение U_1 следует использовать в расчетах вместо U_0 . Среднее значение φ для ряда измерений смещений n на разных радиусах r_i можно определить как

$$\varphi = \frac{1}{n} \sum_{i=2}^{i=n} \arcsin \left(\operatorname{abs} \left[\frac{a_i / b_i - 1}{a_i / b_i + 1} \right] \right), \quad (26)$$

где $a_i = \ln(U_1 / U_i)$, $b_i = \ln(R_i / R_1)$.

Для определения обобщенного значения оценки угла φ породного массива выполнялось бурение скважины перпендикулярно поверхности выработки рядом с забоем. В скважине на разном расстоянии от контура выработки устанавливались измерительные датчики. Параметры U_1 и U_i измерялись в разные моменты времени t , включая заключительное измерение после стабилизации деформаций. Для неоднородного массива рекомендуется проводить такие измерения в элементах выработки (кровле, почве, боках). Бурение скважины осуществлялось в том направлении, в котором требуется определить угол внутреннего трения. Для его оценки во времени необходимо выполнять расчет по (26) отдельно для каждого временного интервала.

АНАЛИЗ ПОЛЕВЫХ ИЗМЕРЕНИЙ УГЛА ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ

Проведен анализ полевых измерений, полученных по 20 скважинам для различных условий шахт Донбасса. Примеры измерений из [35] показаны на рис. 12.

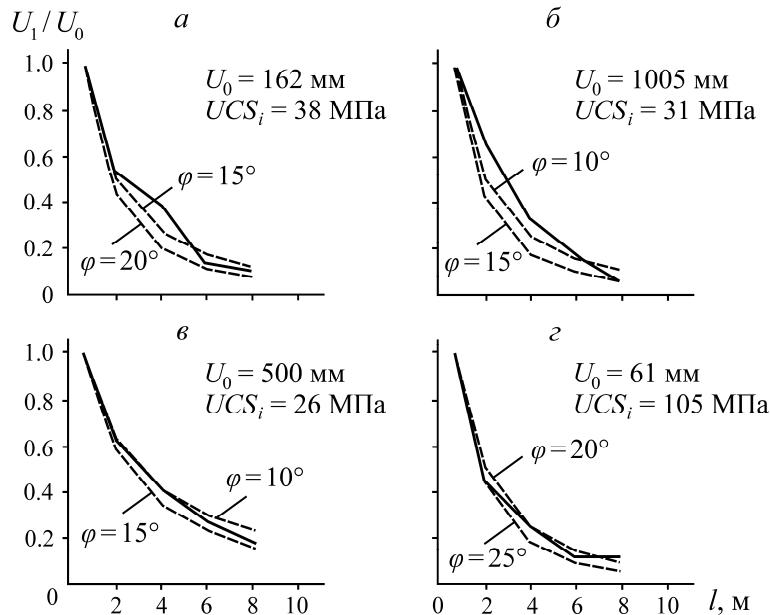


Рис. 12. Оценка угла внутреннего трения на основе обратного анализа полевых измерений [35]:
 a — шахта “Молодая Гвардия”, глубина $H=480$ м, ширина выработки $b=4$ м, высота $h=3$ м;
 b — шахта “Донецкая”, $H=540$ м, $b=3.7$ м, $h=2.9$ м; c — шахта “Ильича”, $H=710$ м, $b=5.4$ м, $h=3.1$ м; d — шахта “Менжинского”, $H=770$ м, $b=4.4$ м, $h=3.2$ м. Сплошная линия — результаты измерения, штриховая — результаты аппроксимации по (26)

Для определения угла внутреннего трения выполнено усреднение данных в различных точках измерения за контуром выработки. Анализ результатов свидетельствует о необходимости введения масштабного фактора при определении угла внутреннего трения массива горных пород (рис. 12). Временной анализ оценки угла φ выполнен на основе измерений смещений массива на шахте “Комсомольская” [35]. Исходные параметры: $H=740$ м; угол падения 30° ; $b=6.4$ м; $h=2.7$ м; $UCS_i=43$ МПа; окончательное смещение $U_0=100$ мм.

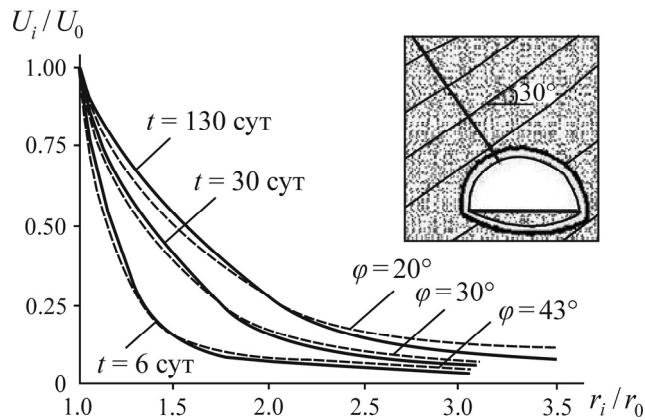


Рис. 13. Оценка снижения угла внутреннего трения массива во времени. Сплошные линии — результаты измерения [35], штриховые — результаты аппроксимации

Угол внутреннего трения снижается со временем из-за деформаций ползучести. Для случая, показанного на рис. 13, наблюдается следующее снижение угла внутреннего трения со временем: $\varphi = 43^\circ$ для $t = 6$ сут; $\varphi = 30^\circ$ для $t = 30$ сут и $\varphi = 20^\circ$ для $t = 130$ сут. Возможно, такой временной эффект связан с проявлением эффекта Гипотезы В.

Предлагаемый подход предназначен для анализа проявлений горного давления при расположении выработок в однородном массиве горных пород. В случае расположения выработок в неоднородном массиве данный подход может использоваться в качестве вспомогательного метода для грубой оценки прочности и угла внутреннего трения в сочетании с другими методами.

Предлагаемые идеи и концепция оценки масштабных факторов несовершенны и нуждаются в дальнейшей доработке и экспериментальной проверке.

ВЫВОДЫ

Механические характеристики массива горных пород, используемые в традиционных аналитических и численных расчетах со сплошными непрерывными моделями, должны определяться с учетом структуры массива горных пород и размеров проектируемой выработки. Предлагается использовать масштабные коэффициенты для оценки прочностных и деформационных характеристик массива горных пород, признавая субъективный характер этих параметров. Однако они могут применяться как временное решение, пока не будет найден практический способ описания фактической структуры массива в численных дискретных моделях.

Предложены уравнения для оценки снижения упругих постоянных во времени. Введена постоянная ползучести для решения задач линейной ползучести и представлены корреляционные зависимости для ее определения в зависимости от модуля упругости массива горных пород четырех типов.

Представлены две гипотезы для обсуждения. Гипотеза А предполагает, что масштабный коэффициент снижения прочности для одной и той же блочной структуры зависит от прочности на сжатие ненарушенных пород, при этом для твердых и хрупких пород он ниже, чем для слабых и пластичных. Гипотеза В предполагает, что продолжительность релаксации напряжений, деформаций ползучести и пластичности увеличивается с ростом рассматриваемого объема массива горных пород, при уменьшении скорости деформаций с увеличением масштаба. Гипотеза А базируется на основе модельных экспериментов с блочными структурами и косвенно на основе полевых измерений смещений выработок. Гипотеза В основана на подобии механики разрушения металлов и горных пород. Приведенное обоснование обеих гипотез является предварительным и нуждается в дальнейших исследованиях и уточнении.

Представлена методика оценки угла внутреннего трения массива горных пород с помощью обратного анализа полевых измерений смещений. Показано, что он в трещиноватом массиве горных пород с пластичными контактами между трещинами может уменьшаться во времени из-за деформаций ползучести и пластичности. В соответствии с Гипотезой В этот эффект должен усиливаться с увеличением размеров сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Bieniawski Z. T.** Geomechanics classifications of jointed rock masses, Trans S Afr. Inst. Civ. Eng., 1973, Vol. 15. — P. 335–344.
2. **Barton N., Lien R., and Lunde J.** Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mech., 1974, Vol. 6, No. 4. — P. 189–236.
3. **Hoek E.** Strength of rock and rock masses, ISRM News J., 1994, Vol. 2. — P. 4–16.
4. **Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи.** — М.: Стройиздат, 1983. — 273 с.
5. **Aydan O. and Dalgic S.** Prediction of deformation behavior of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of NAFZ, Proc. Regional Symp. Sedimentary Rock Eng., Taipei, Taiwan, 20–22 November, 1998.
6. **Kalamaras G. S. and Bieniawski Z. T.** A rock mass strength concept for coal incorporating the effect of time, Proc. of the 8th Int. Congress on Rock Mech., 1995, Vol. 1. — P. 295–302.
7. **Hoek E. and Brown E. T.** Practical estimates of rock mass strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1997, Vol. 34, No. 8. — P. 1165–1186.
8. **Yudhbir R. K., Lemanza W., and Prinzl F.** An empirical failure criterion for rock masses, Proc. 5th Int. Congress on Rock Mech., 1983, Vol. 1. — P. B1–B8.
9. **Рекомендации по расчету смещений контура и нагрузок на крепь горных выработок по экспериментальным показателям деформирования пород за пределом прочности:** составители К. А. Ардашев, Б. З. Амусин, В. Ф. Кошелев. — Л.: ВНИМИ, 1982. — 36 с.
10. **Amusin B.** Theoretical-experimental method for management of rock pressure in mine openings, Proc. VII Int. Geomechanics Conf., 2016. — P. 85–93.
11. **Barton N.** Some new Q -value correlations to assist in site characterization and tunnel design, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 2002, Vol. 39. — P. 185–216.
12. **Peck W.** Determining the stress reduction factor in highly stressed joint rock, Aust. Geomech., 2000, Vol. 35, No. 2.
13. **Басинский Ю. М., Иванов Е. А.** Зависимость проявлений горного давления в капитальных выработках глубоких шахт Центрального района Донбасса от основных геологических и горнотехнических факторов // Тр. ВНИМИ. — 1972. — Вып. 85. — С. 79–84.

14. Амусин Б. З., Шклярский М. Ф. Моделирование статической работы крепи горных выработок // Тр. семинара “Методы моделирования проблем горной геомеханики”. — Л., 1972. — С. 22–24.
15. Глухихин Ф. П., Кузнецов Г. Н., Шклярский М. Ф., Павлов В. Н., Злотников М. С. Моделирование в геомеханике. — М.: Недра, 1991. — 240 с.
16. Ким Д. Н. Исследование структурного ослабления трещиноватых пород моделированием прочностных свойств в лабораторных условиях // Тр. ИГД УФ АН СССР. — 1963. — № 5. — С. 97–105.
17. Hoek E. and Marinos P. G. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels Tunnel. Int.*, 2000, Vol. 132, No. 11. — P. 45–51.
18. Barton N. R. A relationship between joint roughness and joint shear strength, *Proc. Int. Symp. On Rock Mech.*, Nancy, 1971. — P. 1–8.
19. Bandis S. 1980 Experimental studies of scale effect on shear strength and deformation of rock joints. PhD Thesis, Univ. of Leeds, Dept. of Earth Sci., 1980. — 385 p.
20. Садовский М. А. 1979. Естественная кусковатость горной породы // ДАН СССР. — 1979. — Т. 247. — № 4. — С. 829–831.
21. Mandelbrot B. B. The fractal geometry of nature, San-Francisco, Freeman, 1982. — 460 p.
22. Prigogine I. and Stengers I. Order out of chaos. Man’s new dialogue with nature, Heinemann, London, 1984. — 432 p.
23. Макаров П. В., Смолин И. Ю., Стефанов Ю. П., Кузнецов П. В., Трубицын А. А., Трубицына Н. В., Ворошилов С. П., Ворошилов Я. С. Нелинейная механика геоматериалов и геосред. — Новосибирск: Гео, 2007. — 235 с.
24. Cai M., Kaiser P. K., Uno H., Tasaka Y., and Minami M. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 2004, Vol. 41. — P. 3–19.
25. Changtai Zhou, Heping Xie, Zhihe Wang, Tao Zhou, and Jianbo Zhu. A novel fractal-statistical scaling model of rocks considering strain rate, *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 2023, Vol. 15, No. 11. — P. 2831–2841.
26. Журков С. Н. Кинетическая концепция разрушения твердого тела // Вестн. АН СССР. — 1968. — № 3. — С. 46–52.
27. Карташов Ю. М., Матвеев Б. В., Михеев Г. В., Фадеев А. Б. Прочность и деформируемость горных пород. — М.: Недра, 1979. — 269 с.
28. Eisenberg J. and Amusin B. Design methodology for intersection of underground openings, *Proc. European Rock Mech. Symp.*, Lausanne, Switzerland, 2010. — P. 383–386.
29. Palstrom A. and Singh R. The deformation modulus of rock masses — Comparisons between in situ tests and indirect estimates, *Tunnel. Underground Space Technol.*, 2001, Vol. 16, No. 3. — P. 115–123.
30. Amusin B. and Linkov A. About using of variable modulus for solution of one class of problems of linear creep, *Proc. Academy of Science USSR, Mechanics of Solid Body*, 1974, Vol. 6. — P. 162–166.
31. Амусин Б. З., Карелин Н. А. Корреляционные зависимости реологических свойств основных углевмещающих пород и угля от модуля упругости // Сб. Устойчивость и крепление горных выработок. — 1976. — Вып. 3. — С. 78–82.
32. Ержанов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. — Алма-Ата: Наука, 1964. — 176 с.
33. Дудушкина К. И., Бобров Г. Ф. Испытания пород на ползучесть. — Новосибирск: СО АН СССР, 1972. — 93 с.
34. Журавель А. А. Лабораторные и натурные исследования реологии вмещающих пород Кузнецкого бассейна: автореф. дисс. ... канд. техн. наук. — Алма-Ата: ИМиМ АН КазССР, 1971.

35. Глушко В. Т., Чередниченко В. П., Усатенко Б. С. Реология горного массива. — Киев: Наук. думка, 1981. — 170 с.
36. Amusin B. Z. and Baryakh A. A. Consideration of concrete creep in calculations of loads on mine working supports, Soviet Min. Sci., 1981, Vol. 17, No. 1. — P. 20–22.
37. Xu Hongfa. Study on the time effect of soft rock strength and elastic modulus, Chinese J. Rock Mech. Eng., 1997, Vol. 16, No. 3. — P. 246–251.
38. Килиан Х. Г., Ветегрен В. И., Светлов В. Н. Иерархия ансамблей дефектов на поверхности нагруженной меди // Физика твердого тела. — 2000. — Т. 42. — № 11. — С. 2024–2028.
39. Goodman R. E., Taylor R. L., and Brekke T. L. A model for the mechanics of jointed rock, J. Soil Mech. Found. Div., 1968, Vol. 982, No. 94. — P. 637–659.
40. Фисенко Г. Л., Ардашев К. А., Амусин Б. З., Коршунов В. А. Учет структурных ослаблений массива горных пород при расчете смещений и нагрузок на крепи подземных сооружений // Тр. VIII Всесоюз. конф. “Комплексные исследования физических свойств горных пород и процессов”. — М., 1984. — С. 18.
41. Amusin B. and Koshelev V. Evaluation of mechanical characteristics of rock mass for design of underground, Future Development of Rock Mechanics, Graz, Austria, 2015. — P. 523–528.

Поступила в редакцию 20/V 2024

После доработки 25/VII 2024

Принята к публикации 24/IX 2024