



ГЕОМЕХАНИКА

УДК 539.3; 622.281.74+51-74

М.А. ЖУРАВКОВ, д-р физ.-мат. наук, проф.
заведующий кафедрой теоретической и прикладной механики¹
E-mail: zhuravkov@bsu.by

С.Н. ЛОПАТИН
ассистент кафедры теоретической и прикладной механики¹
E-mail: lopatinsn@tut.by

К.А. РИПКА
стажер младшего научного сотрудника научно-исследовательской лаборатории прикладной механики¹
E-mail: k.ripka@mail.ru

¹Белорусский государственный университет, г. Минск, Республика Беларусь

Поступила в редакцию 02.02.2022.

О МОДЕЛИРОВАНИИ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ ПОДКРЕПЛЕННЫХ МАССИВОВ ГОРНЫХ ПОРОД В ОКРЕСТНОСТИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В работе предлагается алгоритм численного моделирования механического поведения подкрепленных анкерной крепью массивов горных пород в окрестности подземных сооружений. Алгоритм основан на вычислении эффективных свойств пачки горных пород, скрепленных анкерной крепью, путем проведения серии специальных численных экспериментов. На основании результатов данных экспериментов определяются значения поправочных коэффициентов, характеризующих отличия в геомеханическом поведении закрепленных и незакрепленных массивов пород. Такой подход позволяет впоследствии достоверно определять напряженно-деформированное состояние сложных пространственных подземных сооружений без прямого учета элементов анкерной крепи. Применение предложенного подхода проиллюстрировано решением прикладной задачи об оценке прочности геотехнической системы «подземные аппаратные камеры — вмещающий массив калийных пород». Результаты, изложенные в работе, имеют широкий спектр практических приложений, поскольку позволяют значительно упростить и ускорить процесс расчета прочности и устойчивости подкрепленных анкерной крепью подземных сооружений, а также повысить точность получаемых решений.

Ключевые слова: анкерная крепь, пространственные подземные сооружения, подкрепленный массив горных пород, метод конечных элементов, эффективные механические свойства

DOI: <https://doi.org/10.46864/1995-0470-2022-2-59-67-76>

Введение. Вследствие все более масштабного ведения подземных горных работ и освоения новых участков со сложными горно-геологическими условиями, а также с переходом работ на большие глубины актуальность задач по определению прочности, устойчивости и долговечности подземных

сооружений различного назначения не только не снижается, а приобретает новое важное значение [1–5]. Благодаря интенсивному развитию и качественно новому внедрению вычислительной техники и информационных технологий в научно-техническое сопровождение производственных

процессов, сегодня задачи об определении прочности подземных сооружений решаются главным образом при помощи современных численных методов, таких как, например, метод конечных элементов [6, 7]. Помимо этого, для решения задач геомеханики часто используются и другие численные методы, такие как метод дискретных элементов, метод блочных элементов и гибридные методы, представляющие собой различные комбинации упомянутых методов [8–10]. Данный факт обусловлен тем, что зачастую массивы горных пород представляют собой дискретные, а не сплошные среды со множеством неоднородностей. В связи с этим точно описать их поведение при помощи континуальных методов не всегда представляется возможным.

При решении прикладных производственных задач требуется учет как уникальных горно-геологических условий, так и реальной, зачастую весьма сложной, топологии контура подземных сооружений, что, в свою очередь, обуславливает необходимость решения большинства задач в 3-мерной постановке. Так, на больших глубинах для обеспечения устойчивости капитальных и подготовительных выработок практически всегда используется анкерное крепление различных типов [11]. Численное моделирование поведения вмещающих массивов горных пород, закрепленных анкерными крепями, представляет собой весьма нетривиальную задачу, поскольку характерные размеры анкеров существенно отличаются от размеров рассматриваемых участков массивов горных пород [1, 11]. Вследствие этого при выполнении расчетов вмещающих массивов на прочность и устойчивость в 3-мерной постановке требуется значительная степень дискретизации закрепленной области. В то же время значительная степень дискретизации закрепленных областей массива горных пород требует огромных вычислительных ресурсов.

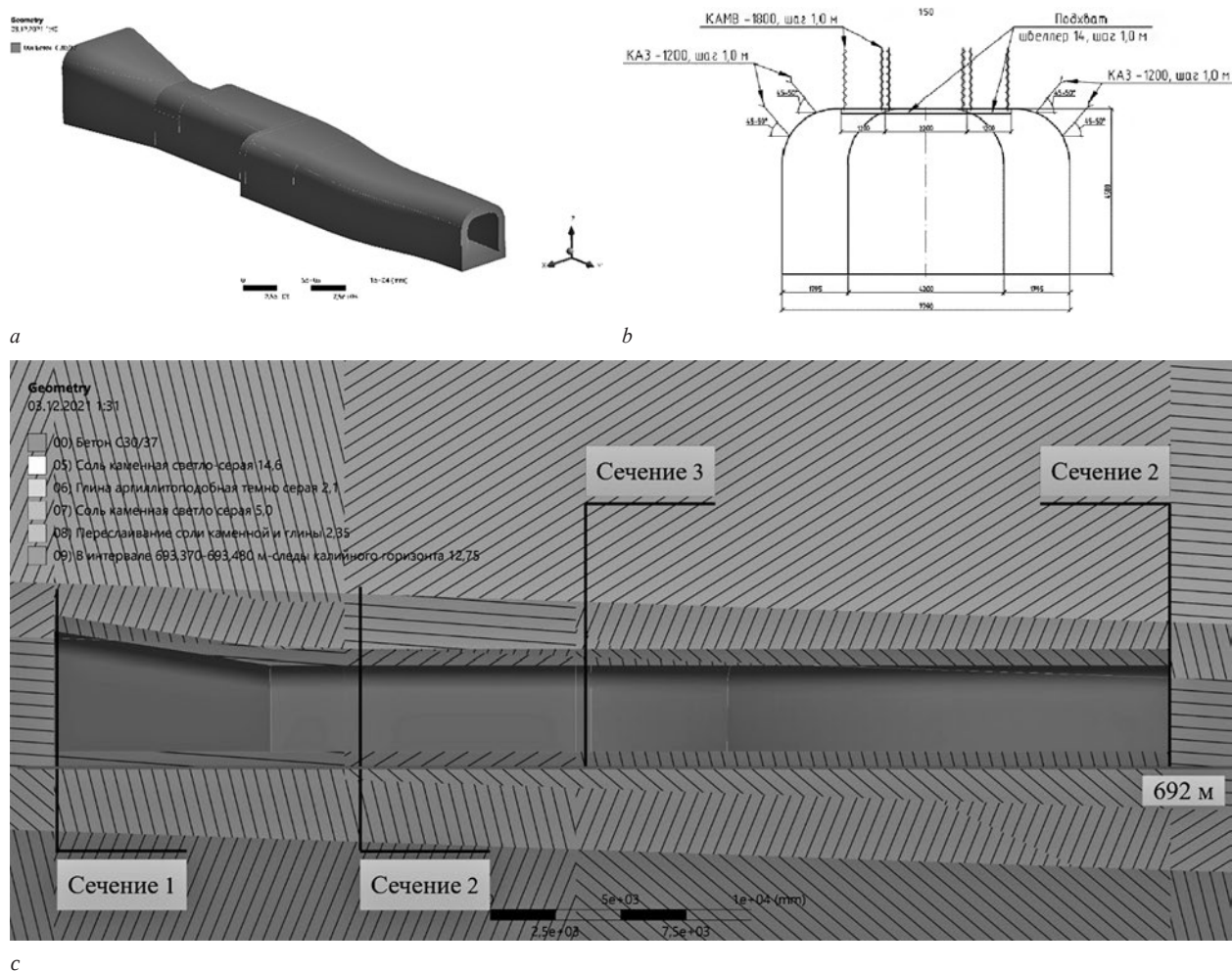
Для подтверждения актуальности представленных ниже исследований дополнительно отметим работы [12, 13], поскольку в них рассматривается процедура численного моделирования механического поведения подземных выработок и туннелей. Кроме того, существуют и аналитические работы, посвященные данной проблеме [14, 15]. Все работы [12–15] представляют собой исследования геомеханического состояния закрепленных массивов или элементов крепи в окрестности одиночных выработок простого поперечного сечения. В связи с этим как численные, так и аналитические расчеты, представленные в данных работах, могут применяться лишь в ограниченном количестве случаев, поскольку подземные сооружения могут иметь гораздо более сложную геометрию в 3-мерном пространстве. Таким образом, задача о выработке алгоритма расчета прочности геотехнических сооружений без прямого

учета геометрической нелинейности анкерных крепей является актуальной.

В настоящей работе предлагается алгоритм моделирования механического поведения подкрепленных анкерной крепью массивов горных пород в окрестности подземных сооружений, основанный на проведении серий численных экспериментов для модельных задач в 2-мерной постановке, позволяющих вычислить эффективные механические свойства закрепленных областей породного массива в различных сечениях исследуемых геотехнических сооружений. Полученные эффективные механические свойства, согласно предлагаемому алгоритму, в дальнейшем используются при решении 3-мерных задач без прямого учета геометрии анкерной крепи. Данный алгоритм позволяет значительно сократить время решения задач о прочности породных массивов в окрестности масштабных подземных сооружений, а также дает возможность решения таких задач с высокой степенью достоверности за счет прямого учета реальной пространственной конструкции подземных сооружений.

Следует также отметить работу [16]. В ней рассматривается проблема моделирования закрепленной анкерной крепью одиночной подземной выработки с учетом реологических эффектов. Метод моделирования закрепленного массива горных пород, изложенный в данной работе, представляется достоверным, однако при решении задачи акцент делается на механическом поведении элементов крепи, в отличие от настоящей работы. Кроме того, целью работы [16] является решение конкретной задачи об определении напряженно-деформированного состояния (НДС) анкерной крепи выработки. В настоящей же работе предлагается алгоритм моделирования механического поведения закрепленных при помощи различных типов крепления породных массивов в окрестности любых пространственных подземных сооружений.

Постановка задачи об оценке прочности подземных аппаратных камер переменного сечения. Работу предлагаемого алгоритма продемонстрируем на примере решения задачи об оценке прочности подземных аппаратных камер переменного сечения (рисунок 1). Аппаратные камеры находятся в многослойном массиве калийных пород на глубине 692 м. Анализ геометрии аппаратных камер (см. рисунок 1а) показывает, что для корректной оценки прочности породного массива в окрестности контура камер следует рассматривать модельную задачу в 3-мерной постановке ввиду сложной топологии рассматриваемого подземного сооружения и различных предлагаемых мер крепления (см. рисунок 1б). В данном случае временная крепь, как следует из рисунка 1б, представляет собой систему анкеров 2-х типов: винтового анкера типа КАМВ и замкового анкера типа КАЗ [11], расположенных



с

Рисунок 1 — Геотехническая система «аппаратные камеры — вмещающий массив калийных пород»: *a* — 3-мерная компьютерная модель аппаратных камер; *b* — меры охраны в сечении аппаратных камер до установки постоянной крепи; *c* — продольное сечение геотехнической системы «аппаратные камеры — вмещающий массив калийных пород»

Figure 1 — Geotechnical system “equipment chambers — enclosing potash rock mass”: *a* — 3D computer model of equipment chambers; *b* — security measures in the section of equipment chambers before the installation of a permanent support; *c* — longitudinal section of the geotechnical system “equipment chambers — enclosing potash rock mass”

в кровле аппаратных камер. Выбор таких мер охраны обусловлен геологией породного массива в рассматриваемой области.

Отметим, что в данной работе рассматривается геомеханическое поведение подкрепленного анкерной крепью массива калийных солей в статической постановке. Возведение бетонной крепи (см. рисунок 1) и оценка периода долговечности геотехнического сооружения не рассматриваются. Однако описываемый подход к моделированию подкрепленных массивов горных массивов можно использовать и для оценки периода долговечности подземных сооружений с учетом технологии решения таких задач, описанной в работе [18]. Ключевой особенностью решения задач о долговечности подземных сооружений является учет реологических эффектов [16, 18].

Алгоритм численного моделирования геомеханического поведения закрепленных анкерной крепью породных массивов. Как было изложено ранее, суть предлагаемого алгоритма заключается в вычислении эффективных характеристик закрепленной части массива в окрестности

контура выработок на основе решения ряда модельных задач в 2-мерной постановке.

Первым шагом в реализации описываемого алгоритма является разбиение системы «подземное сооружение — вмещающий массив» на набор сечений, полностью характеризующий рассматриваемую геотехническую систему. Пример разбиения системы на сечения представлен на рисунке 1 *c*. Далее для каждого из сечений решается задача об определении НДС с учетом всех особенностей строения вмещающего массива, геометрии сечения выработки и применяемой схемы установки анкерной крепи. Анкерная крепь при этом моделируется напрямую с учетом всех конструктивных особенностей каждого анкера. Схемы соответствующих модельных задач, решаемых в 2-мерной постановке, приведены на рисунке 2. Решение модельной задачи для каждого сечения состоит из 3 этапов:

1. Определение начального (НДС) массива горных пород в статической упругой постановке.
2. Определение НДС массива горных пород при выполнении проходческих работ с учетом

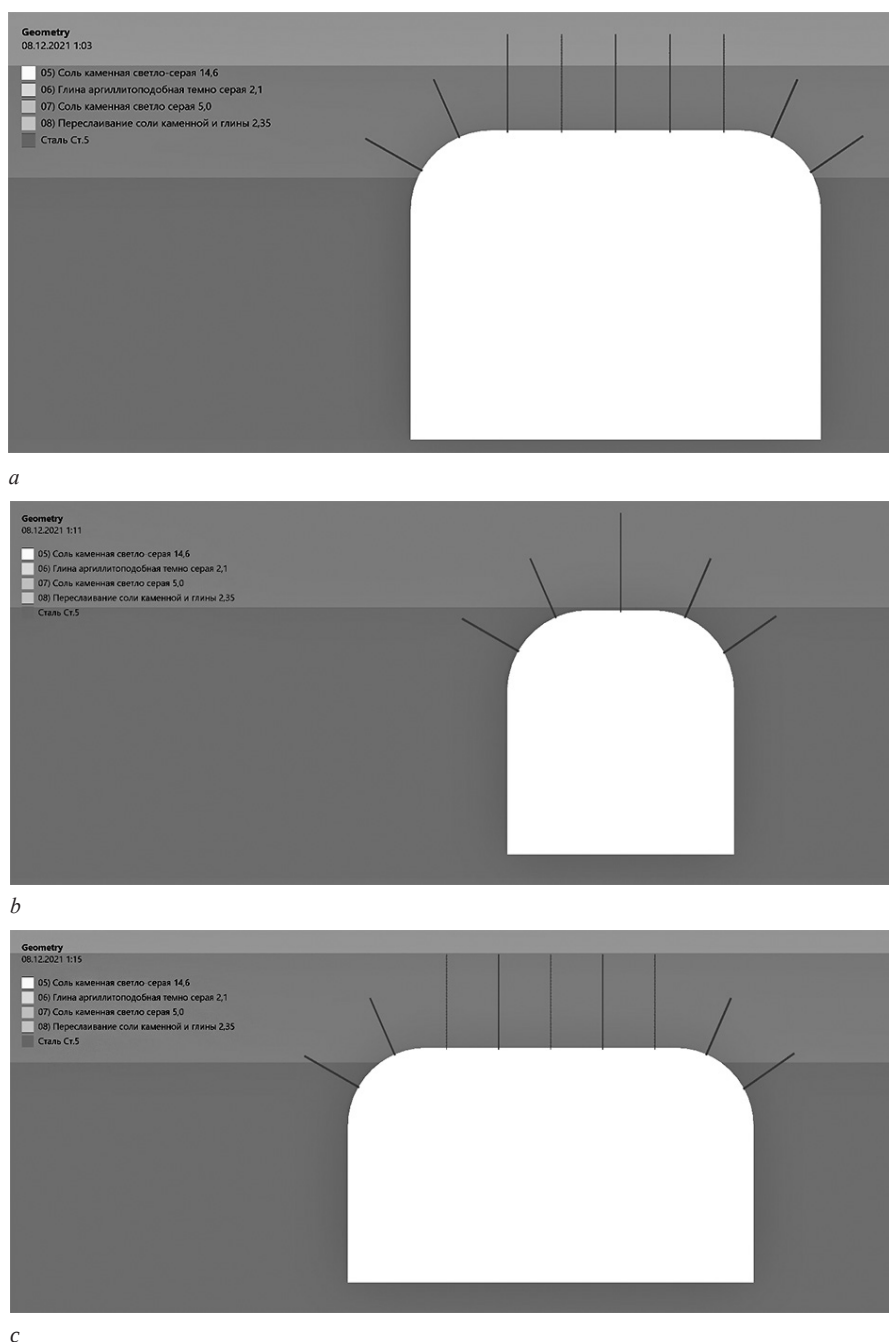


Рисунок 2 — Схемы модельных задач в каждом из рассматриваемых сечений: *a* — сечение 1; *b* — сечение 2; *c* — сечение 3
 Figure 2 — Schemes of model problems in each of the sections under consideration: *a* — section 1; *b* — section 2; *c* — section 3

этапов их проведения, а также последующая оценка прочности массива по критериям предельного состояния (4)–(7). На данном этапе серия модельных задач решается в упругопластической постановке с использованием общепринятого условия Кулона–Мора (4) в качестве условия пластичности [1, 2, 4]. Данное условие позволяет определить зоны формирования поверхностей скольжения в породном массиве, обусловленные ведением горных работ. На данном этапе задача решается в полных напряжениях и дополнительных перемещениях [1].

3. Определение НДС массива горных пород при установке анкерной крепи с последующей оценкой

прочности закрепленного массива по критериям предельного состояния.

При решении модельных задач рассматривается участок породного массива размером 80×80 м, выбранный исходя из характерных размеров сечений выработок, чтобы исключить влияние граничных условий на расчетную область. Граничные условия на каждом из этапов используются следующие [17]:

1. Литостатическое давление вышележащих горных пород, вычисляемое по формуле (1):

$$P = \rho gh, \quad (1)$$

где ρ — средняя плотность породы; g — ускорение свободного падения; h — глубинная отметка

верхней границы рассматриваемого участка породного массива.

2. Боковое горное давление, вычисляемое по формуле (2):

$$P = \rho g h_i, \quad (2)$$

где h_i — глубинная отметка, значение которой варьируется в пределах рассматриваемого участка породного массива (652–732 м).

3. Ограничение пространственных перемещений нижней грани породного массива в направлении всех координатных осей (3):

$$u_x = u_y = u_z = 0. \quad (3)$$

4. На 3-м этапе решения задачи задаются некоторые дополнительные граничные условия на элементы анкерной крепи. В зоне контакта анкеров с породным массивом реализуется условие полного контакта. Для анкеров замкового типа КАЗ, помимо этого, задается ограничение нормальных перемещений головки анкера ($u_n = 0$), обусловленное принципом работы анкера. Как известно,

анкеры замкового типа [11] «подвешивают» подкрепляемый массив к более мощному геологическому слою, в то время как анкеры винтового типа КАМВ просто скрепляют маломощные слои между собой, формируя единую пачку. В связи с этим на винтовые анкеры дополнительные граничные условия не задаются.

Помимо этого, следует отметить, что на всех этапах задача решается в поле силы тяжести, т. е. влияние собственного веса пород, залегающих в рассматриваемом интервале, учитывается напрямую.

Некоторые результаты решения модельных задач об определении НДС закрепленного массива в окрестности каждого из сечений приведены на рисунках 3–5.

Оценка прочности массива в окрестности выработки производится в соответствии со следующей системой критериев предельного состояния [17]:

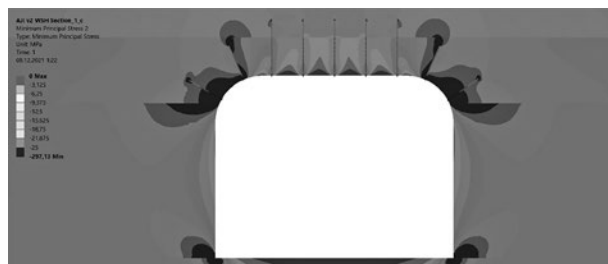
1. Критерий сжимающих напряжений [2, 4, 17]:

$$\begin{cases} |\sigma_3| \leq \sigma_c, \\ \sigma_3 < 0, \end{cases} \quad (4)$$

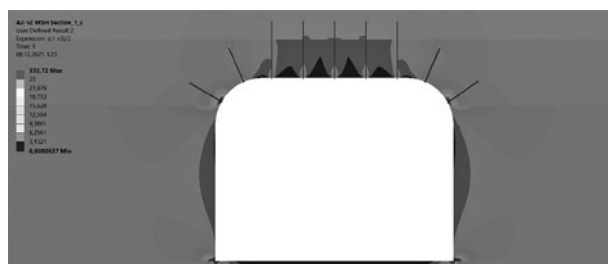
где σ_3 — минимальное главное напряжение; σ_c — предел прочности пород при сжатии.



a



b



c

Рисунок 3 — НДС закрепленного массива в сечении 1:
a — распределение интенсивности напряжений по Мизесу;
b — распределение минимальных главных напряжений;
c — распределение максимальных касательных напряжений

Figure 3 — Stress-strain state of a supported rock mass in section 1: a — von-Mises stress distribution; b — minimum principal stress distribution; c — maximum shear stress distribution



a



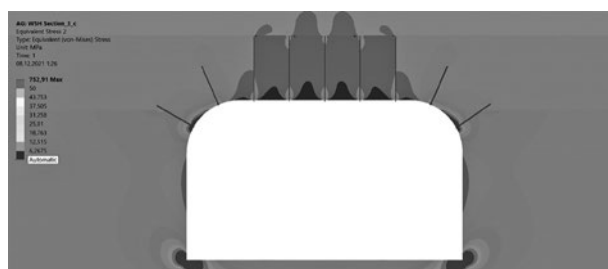
b



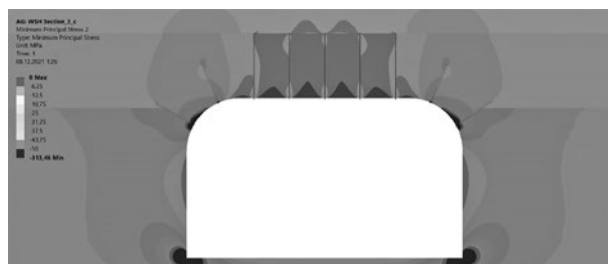
c

Рисунок 4 — НДС закрепленного массива в сечении 2:
a — распределение интенсивности напряжений по Мизесу;
b — распределение минимальных главных напряжений;
c — распределение максимальных касательных напряжений

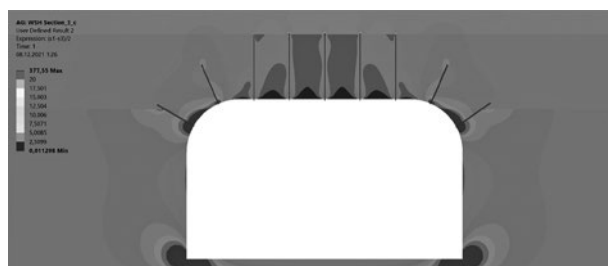
Figure 4 — Stress-strain state of the supported rock mass in section 2: a — von-Mises stress distribution; b — minimum principal stress distribution; c — maximum shear stress distribution



a



b



c

Рисунок 5 — НДС закрепленного массива в сечении 3:
 a — распределение интенсивности напряжений по Мизесу;
 b — распределение минимальных главных напряжений;
 c — распределение максимальных касательных напряжений
Figure 5 — Stress-strain state of the supported rock mass in section 3:
 a — von-Mises stress distribution; b — minimum principal stress distribution; c — maximum shear stress distribution

2. Критерий растягивающих напряжений [2, 4, 17]:

$$\begin{cases} \sigma_1 \leq \sigma_t, \\ \sigma_1 > 0, \end{cases} \quad (5)$$

где σ_1 — максимальное главное напряжение; σ_t — предел прочности пород при растяжении.

3. Энергетический критерий [4, 17]:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{eqv}} &= \sqrt{3I_2} = \\ &= \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \leq \sigma_c, \end{aligned} \quad (6)$$

Таблица — Результаты решения модельных задач в 2-мерной постановке
Table — Results of solving model problems in a 2D statement

Компоненты НДС	Сечение 1	Сечение 2	Сечение 3
Средняя интенсивность напряжений до установки анкеров, МПа	14,34	19,33	14,92
Средняя интенсивность напряжений после установки анкеров, МПа	15,44	18,45	15,48
Коэффициент δ по интенсивности напряжений	1,07	0,96	1,04
Средние касательные напряжения до установки анкеров, МПа	7,59	10,64	8,01
Средние касательные напряжения после установки анкеров, МПа	8,66	10,29	8,62
Коэффициент δ по касательным напряжениям	1,14	0,97	1,08

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — максимальное, среднее и минимальное главное напряжение; σ_{eqv} — эквивалентные напряжения по Мизесу.

4. Критерий прочности Кулона–Мора [1, 2, 4, 19]:

$$|\sigma_1 - (2\lambda + 1)\sigma_3| \leq \sigma_c, \quad (7)$$

где $\lambda = \sin\varphi/(1 - \sin\varphi)$; φ — угол внутреннего трения.

Обобщая данные рисунков 3–5, можно сделать вывод о том, что основные разрушения породного массива происходят в местах скругления в каждом из сечений. Предполагаемая величина вывалов составляет 0,1–0,4 м. Кроме того, прогнозируются разрушения пород в почве выработки, обусловленные концентрацией напряжений в вершинах сечения и пучением пород. Величина зон разрушения в почве может достигать 0,1–0,8 м.

Следует отметить, что для уточнения оценки прочности закрепленного массива можно дополнительно использовать и другие общепринятые критерии предельного состояния, описанные, например, в работах [2, 19, 20]. Однако целью данной работы является не оценка прочности массива в окрестности конкретного подземного сооружения, а выработка общего алгоритма моделирования механического поведения закрепленных массивов в окрестности любых подземных сооружений.

Далее в таблице приведено сравнение некоторых компонент НДС, полученных в результате решения модельных задач. Исходя из полученных данных (см. рисунки 3–5), вычислены значения коэффициентов упрочнения/ослабления закрепленных участков породного массива в каждом сечении, которые также приведены в таблице. Формула вычисления коэффициентов упрочнения/ослабления массива записывается следующим образом (8):

$$\delta = \frac{\langle \sigma_{\text{eqv}} \rangle^s}{\langle \sigma_{\text{eqv}} \rangle}, \quad (8)$$

где δ — коэффициент упрочнения/ослабления закрепленной области массива; $\langle \sigma_{\text{eqv}} \rangle$ — средняя интенсивность напряжений по Мизесу в закрепленной области до установки анкерной крепи; $\langle \sigma_{\text{eqv}} \rangle^s$ — средняя интенсивность напряжений по

Мизесу в закрепленной области после установки анкерной крепи.

Следует сделать важное замечание о том, что интенсивность напряжений не позволяет в полной мере выполнить оценку напряженного состояния массивов горных пород. В данном случае значения интенсивности напряжений (см. рисунки 3 а, 4 а, 5 а) используются в качестве агрегированного показателя, характеризующего упрочнение или ослабление массива. В связи с этим для более детальной оценки предлагается находить коэффициент упрочнения массива закрепленной части не только по интенсивности напряжений, но и по другим компонентам НДС. Например, в зонах обобщенного сжатия следует определять коэффициент упрочнения массива по минимальным главным напряжениям (см. рисунки 3 б, 4 б, 5 б), в зонах обобщенного растяжения — по максимальным главным напряжениям, а в зонах обобщенного сдвига — по максимальным касательным напряжениям (см. рисунки 3 с, 4 с, 5 с). Тип напряженного состояния в закрепленной части массива при этом следует определять по значению коэффициента Надаи–Лоде [3, 17]. Коэффициент упрочнения массива по интенсивности напряжений при этом может использоваться в качестве минимального значения для «оценки сверху» упрочнения закрепленной части массива.

Данные таблицы показывают, что после установки элементов анкерной крепи в закрепленной области сечений 1 и 3 происходит упрочнение массива, поскольку напряжения в соответствующ-

их областях возрастают. В сечении 2, напротив, значения соответствующих напряжений уменьшаются, в связи с чем происходит ослабление закрепленной части породного массива.

После того, как значения коэффициентов упрочнения породного массива в закрепленной области определены, следует переходить к решению задачи в 3-мерной постановке. Для этого в массиве горных пород следует выделить область в окрестности подземного сооружения, в которой устанавливается анкерная крепь. Далее в этой области следует изменить физико-механические свойства пород следующим образом:

1. В областях обобщенного растяжения и сжатия соответствующие пределы прочности следует увеличить/уменьшить в соответствии со значением *коэффициента упрочнения/ослабления массива по интенсивности напряжений* (8).

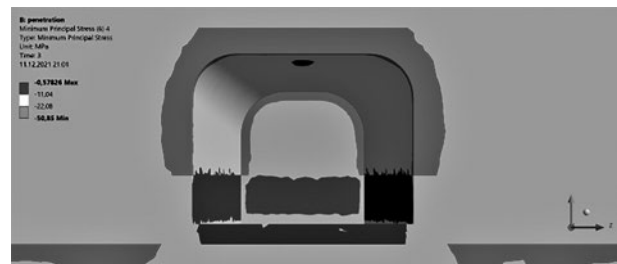
2. В областях обобщенного сдвига предел прочности на сдвиг следует увеличить/уменьшить в соответствии со значением *коэффициента упрочнения/ослабления массива по максимальным касательным напряжениям* аналогично (8).

При таком подходе решение задачи в 3-мерной постановке не требует прямого учета геометрических особенностей строения анкерной крепи, поскольку их учет осуществляется посредством задания эффективных механических свойств породного массива.

Далее на рисунках 6–8 приводится сравнение расчетов потенциальных зон разрушения согласно некоторым критериям предельного состояния, полученных как с учетом коэффициентов



а



б

Рисунок 6 — Характеристики прочности массива по критерию максимальных сжимающих напряжений в 3-мерной постановке (сечение 1): а — без учета анкерной крепи; б — с учетом анкерной крепи при использовании коэффициента упрочнения массива

Figure 6 — Rock mass strength evaluation according to the minimum principal stress criterion in a 3D statement (section 1): а — without roof support consideration; б — with implicit considering of roof support via the hardening coefficient of the rock mass



а



б

Рисунок 7 — Характеристики прочности массива по критерию максимальных растягивающих напряжений в 3-мерной постановке (сечение 1): а — без учета анкерной крепи; б — с учетом анкерной крепи при использовании коэффициента упрочнения массива

Figure 7 — Rock mass strength evaluation according to the maximum principal stress criterion in a 3D statement (section 1): а — without roof support consideration; б — with implicit considering of roof support via the hardening coefficient of the rock mass

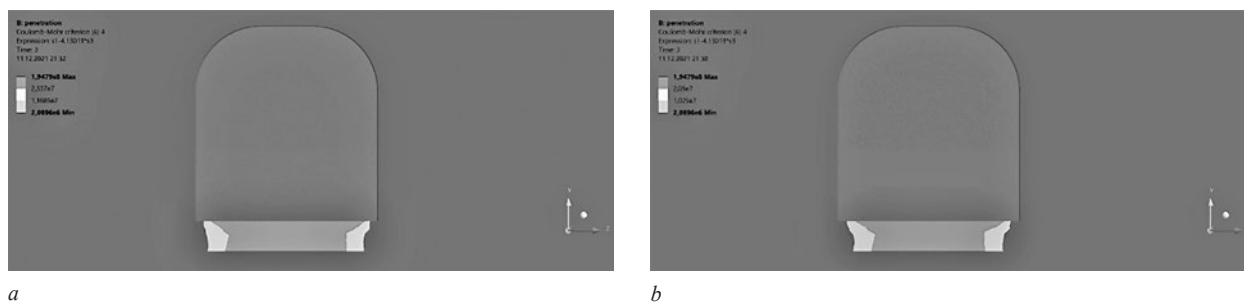


Рисунок 8 — Характеристики прочности массива по критерию Кулона–Мора в трехмерной постановке (сечение 1):
 а — без учета анкерной крепи; б — с учетом анкерной крепи при использовании коэффициента упрочнения массива

Figure 8 — Rock mass strength evaluation according to the Coulomb–Mohr criterion in a 3D statement (section 1):
 а — without roof support consideration; б — with implicit considering of roof support via the hardening coefficient of the rock mass

упрочнения массива, так и без них. На данных рисунках зоны потенциального разрушения выделены серым цветом ($n < 1$). При этом в зонах, обозначенных светло-серым цветом ($n \geq 1,5$), а в зонах, обозначенных темно-серым цветом ($n \geq 2$). Общая формула для расчета коэффициентов запаса прочности n при этом может быть представлена в следующем виде:

$$n = \frac{\sigma_{\text{lim}}}{\sigma_{\text{fact}}}, \quad (9)$$

где σ_{lim} — значение соответствующего предела прочности породы на растяжение/сжатие/сдвиг в зависимости от рассматриваемого критерия; σ_{fact} — фактическое значение соответствующего напряжения в рассматриваемой зоне породного массива.

Оценки прочности геотехнической системы, представленные на рисунках 6–8, являются результатами решения задачи в 3-мерной постановке.

Анализ рисунка 6 показывает, что зоны потенциального разрушения в кровле камер значительно образом отличаются в случае упрочнения массива (за счет установки анкерной крепи) от ситуации без использования таких мер крепления. Так, без учета упрочнения массива за счет установки системы анкеров среднее значение высоты распространения вывалов составляет приблизительно 1,38 м (см. рисунок 6 а). В то же время среднее значение вывалов, полученное с учетом эффекта упрочнения массива, составляет 0,92 м (см. рисунок 6 б). Различие в размерах потенциальных зон разрушения составляет приблизительно 33 %. Разрушения, обусловленные растягивающими напряжениями, не наблюдаются в обоих случаях (см. рисунок 7). Зоны разрушения, обусловленные состоянием обобщенного сдвига, имеют место в почве выработки (см. рисунок 8), однако различие в размерах таких зон минимальны, поскольку, согласно постановке задачи, анкерная крепь в почве не устанавливается. Аналогичные рассуждения можно провести и для других сечений.

Выводы. В работе изложен алгоритм численного моделирования геомеханического поведения подкрепленных анкерной крепью массивов гор-

ных пород в окрестности подземных сооружений. Разработанный алгоритм является достаточно универсальным и может использоваться для решения задач об определении НДС закрепленных массивов в окрестности подземных сооружений со сложной пространственной геометрией.

В результате выполненных исследований подтверждено, что поведение массивов, подкрепленных анкерной крепью, значительно отличается от поведения незакрепленных массивов. Установлено, что в рассматриваемом случае размеры зон потенциального разрушения в кровле выработки сокращаются приблизительно на 33 % за счет установки системы анкеров различных типов. Вместе с тем при рассмотрении других подземных сооружений с другими мерами охраны может происходить как упрочнение, так и ослабление породного массива на контуре подземных сооружений. Однако данный факт ни в коей мере не снижает необходимости установки анкерных креплений выработок, поскольку целью использования креплений такого типа может являться не только снижение напряжений на контуре подземного сооружения, но и формирование единой пачки из маломощных слоев в кровле выработки, а также «подвешивание» данной пачки к вышележащим мощным слоям породного массива. Таким образом, можно сделать вывод о том, что проведение модельных исследований, согласно приведенному алгоритму, является необходимым при проектировании мер охраны горных выработок и подземных сооружений. Данный факт обусловлен тем, что, как показано в работе, механическое поведение закрепленных массивов может быть весьма сложным.

Предложенный алгоритм позволяет не только значительно сократить время решения задач о прочности и устойчивости подземных сооружений за счет нахождения эффективных свойств закрепленных частей породных массивов, но и позволяет решать новые классы задач, которые ранее решить с достаточной степенью достоверности не представлялось возможным.

Кроме того, результаты проведенных исследований дополнительно подтверждают, что различные критерии предельного состояния могут

давать различные оценки прочности породных массивов в окрестности подземных сооружений [17], в связи с чем оценки прочности массивов горных пород следует выполнять по системе критериев предельного состояния, а не по конкретным одиночным критериям.

Список литературы

1. Журавков, М.А. Математическое моделирование деформационных процессов в твердых деформируемых средах (на примере задач механики горных пород и массивов) / М.А. Журавков. — Минск: БГУ, 2002. — 456 с.
2. Механика образования форм разрушения образцов горных пород при их сжатии / Л.М. Васильев [и др.]; под ред. Л.М. Васильева. — Дніпро: ИМА-пресс, 2018. — 176 с.
3. Норель, Б.К. Энергетические и временные критерии характеристики предельного состояния горных пород / Б.К. Норель, Ю.В. Петров, Н.С. Селютин. — СПб.: СПбГУ, 2018. — 132 с.
4. Konieczky, H. Failure criteria for rocks – an introduction / H. Konieczky, M.A. Ismael. — Friberg: Geotechnical Institute TU Bergakademie Freiberg, 2017. — 20 p.
5. Revuzhenko, A.F. Rock failure criteria based on new stress tensor invariants / A.F. Revuzhenko // Journal of mining science. — 2014. — Vol. 50, iss. 3. — Pp. 437–442. — DOI: <https://doi.org/10.1134/S1062739114030053>.
6. Chheng, C. Underground excavation behaviour in Bangkok using three-dimensional finite element method. / C. Chheng, S. Likitlersuang // Computers and geotechnics. — 2018. — Vol. 95. — Pp. 68–81. — DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.09.016>.
7. Chermahini, A.G. Numerical finite element analysis of underground tunnel crossing an active reverse fault: a case study on the Sabzkouh segmental tunnel / A.G. Chermahini, H. Tahghighi // Geomechanics and geoengineering. — 2019. — Vol. 14, iss. 3. — Pp. 155–166. — DOI: <https://doi.org/10.1080/17486025.2019.1573323>.
8. Liu, J. Validation and application of three-dimensional discontinuous deformation analysis with tetrahedron finite element meshed block / J. Liu, Z. Nan, P. Yi // Acta mechanica sinica. — 2012. — Vol. 28, iss. 6. — Pp. 1602–1616. — DOI: <https://doi.org/10.1007/s10409-012-0153-0>.
9. Wu, Z. Investigation of the characteristics of rock fracture process zone using coupled FEM/DEM method / Z. Wu, L. Ma, L. Fan // Engineering fracture mechanics. — 2018. — Vol. 200. — Pp. 355–374. — DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2018.08.015>.
10. Modeling rock failure using the numerical manifold method followed by the discontinuous deformation analysis / Y.-J. Ning [et al.] // Acta mechanica sinica. — 2012. — Vol. 28, iss. 3. — Pp. 760–773. — DOI: <https://doi.org/10.1007/s10409-012-0055-1>.
11. Инструкция по охране и креплению горных выработок на Старобинском месторождении: утв. ОАО «Беларуськалий» 17.04.18: по состоянию на 31 янв. 2022 г. — Солигорск: СИПР, 2018. — 206 с.
12. 2D numerical simulation on excavation damaged zone induced by dynamic stress redistribution / W.C. Zhu [et al.] // Tunneling and underground space technology. — 2014. — Vol. 43, iss. 4. — Pp. 315–326. — DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.05.023>.
13. Gao, F. Numerical simulation of squeezing failure in a coal mine roadway due to mining-induced stresses / F. Gao, D. Stead, H. Kang // Rock mechanics and rock engineering. — 2015. — Vol. 48. — Pp. 1635–1645. — DOI: <https://doi.org/10.1007/s00603-014-0653-2>.
14. Демин, В.Ф. Аналитическое моделирование геомеханических процессов в приконтурном массиве горных выработок / В.Ф. Демин, Н.А. Немова, Т.В. Демина // Журнал СФУ. Серия: техника и технологии. — 2015. — Т. 8, № 1. — С. 74–97.
15. Демин, В.Ф. Установление области применения анкерной крепи в горных работах / В.Ф. Демин, М.М. Баймульдин, Т.В. Демина // Горный информационно-аналитический бюллетень. — 2013. — № 12. — С. 10–17.
16. Захаров, В.Н. Численное моделирование анкерного крепления контура выработки при реологическом деформировании пород / В.Н. Захаров, В.А. Трофимов, Ю.А. Филиппов // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. — 2021. — № 6. — С. 6–17. — DOI: <https://doi.org/10.15372/FTPRPI20210601>.
17. Журавков, М.А. Геомеханика глубоких подземных сооружений / М.А. Журавков, С.Н. Лопатин // Нефтехимия–2021: материалы IV Международного научно-технического форума по химическим технологиям и нефтегазопереработке, Минск, 22–24 ноября 2021 г. / БГТУ. — Минск, 2021. — С. 280–283.
18. Zhuravkov, M.A. Durability analysis of underground structures based on various creep models of the enclosing salt rock massif / M.A. Zhuravkov, S.S. Hvesenya, S.N. Lapatsin // E3S Web of Conferences. — 2020. — Vol. 201. — DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202020101007>.
19. Mehranpour, M.H. Comparison of six major intact rock failure criteria using a particle flow approach under true-triaxial stress condition / M.H. Mehranpour, P.H.S.W. Kulatilake // Geomechanics and geophysics for geo-energy and geo-resources. — 2016. — Vol. 2, iss. 4. — Pp. 203–229. — DOI: <https://doi.org/10.1007/s40948-016-0030-6>.
20. Gao, H. Discussion on strength criteria / H. Gao, Y.R. Zheng // Materials research innovations. — 2011. — Vol. 15, iss sup1. — Pp. 504–507. — DOI: <https://doi.org/10.1179/143307511X12858957676191>.

ZHURAVKOV Michael A., D. Sc. in Phys. and Math., Prof.

Head of Theoretical and Applied Mechanics Department¹

E-mail: zhuravkov@bsu.by

LAPATSIN Siarhei N.

Assistant of Theoretical and Applied Mechanics Department¹

E-mail: lopatsin@tut.by

RIPKA Kirill A.

Junior Researcher Trainee of Applied Mechanics Laboratory¹

E-mail: k.ripka@mail.ru

¹Belarusian State University, Minsk, Republic of Belarus

Received 02 February 2022.

ON MODELLING OF GEOMECHANICAL BEHAVIOR OF SUPPORTED ROCK MASS IN THE VICINITY OF UNDERGROUND STRUCTURES

The paper presents a method of modelling the mechanical behavior of supported rock mass, in the vicinity of complex underground structures. The method is based on calculations of the effective mechanical properties of the bolted rock mass. The algorithm is based on the effective properties of a bolted rock unit that are obtained by conducting a series of numerical experiments. These experiments allow to define the values of correction factors, which, in turn, determine the difference in mechanical behavior of supported and non-supported rock mass. Such approach makes it possible to calculate the stress-strain state of complex space underground structures precisely without direct considering of the roof bolting elements. The application of the proposed method is demonstrated on the example of an applied problem of the strength assessment of geotechnical system "underground equipment chamber — enclosing potash rock mass". The results of the research have a wide range of applications since they can significantly simplify and speed up the process of strength and stability calculations of bolted underground structures and make the results more accurate.

Keywords: roof bolting, space underground structures, supported rock mass, finite element method, effective mechanical properties

DOI: <https://doi.org/10.46864/1995-0470-2022-2-59-67-76>

References

1. Zhuravkov M.A. *Matematicheskoe modelirovanie deformatsionnykh protsessov v tverdykh sredakh (na primere zadach mekhaniki gornyykh porod i massivov)* [Mathematical modeling of deformation processes in solid media (on the example of rock and mass mechanics problems)]. Moscow, Belorusskiy gosudarstvennyy universitet Publ., 2002. 456 p. (in Russ.).
2. Vasilyev L.M., Vasilyev D.L., Malich N.G., Angelovskiy A.A. *Mekhanika obrazovaniya form razrusheniya obraztsov gornyykh porod pri ikh szhatii* [Mechanics of formation of destruction forms of rock samples during their compression]. Dnipro, IMA-press Publ., 2018. 176 p. (in Russ.).
3. Norel B.K., Petrov Yu.V., Selyutina N.S. *Energeticheskie i vremennye kriterii kharakteristiki predelnogo sostoyaniya gornyykh porod* [Energy and time criteria for the characteristics of the limit state of rocks]. Saint Petersburg, Sankt-Peterburgskiy gosudarstvennyy universitet Publ., 2018. 150 p. (in Russ.).
4. Konieczky H., Ismael M.A. *Failure criteria for rocks – an introduction*. Freiberg, Geotechnical Institute TU Bergakademie Freiberg, 2017. 20 p.
5. Revuzhenko A.F. Rock failure criteria based on new stress tensor invariants. *Journal of mining science*, 2014, vol. 50, iss. 3, pp. 437–442. DOI: <https://doi.org/10.1134/S1062739114030053>.
6. Chheng C., Likitlersuang S. Underground excavation behaviour in Bangkok using three-dimensional finite element method. *Computers and geotechnics*, 2018, vol. 95, pp. 68–81. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.09.016>.
7. Chermahini A.G., Tahghighi H. Numerical finite element analysis of underground tunnel crossing an active reverse fault: a case study on the Sabzkouh segmental tunnel. *Geomechanics and geoengineering*, 2019, vol. 14, iss. 3, pp. 155–166. DOI: <https://doi.org/10.1080/17486025.2019.1573323>.
8. Liu J., Nan Z., Yi P. Validation and application of three-dimensional discontinuous deformation analysis with tetrahedron finite element meshed block. *Acta mechanica sinica*, 2012, vol. 28, iss. 6, pp. 1602–1616. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10409-012-0153-0>.
9. Wu Z., Ma L., Fan L. Investigation of the characteristics of rock fracture process zone using coupled FEM/DEM method. *Engineering fracture mechanics*, 2018, vol. 200, pp. 355–374. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2018.08.015>.
10. Ning Y.-J., An X.-M., Lü Q., Ma G.-W. Modeling rock failure using the numerical manifold method followed by the discontinuous deformation analysis. *Acta mechanica sinica*, 2012, vol. 28, iss. 3, pp. 760–773. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10409-012-0055-1>.
11. *Instruktsiya po okhrane i krepleshiyu gornyykh vyrabotok na Starobinskoy mestorozhdenii* [Instructions for the protection and fastening of mine workings at the Starobinskoye deposit]. Soligorsk, SIPR Publ. 2018. 206 p. (in Russ.).
12. Zhua W.C., Wei J., Niu L.L. 2D numerical simulation on excavation damaged zone induced by dynamic stress redistribution. *Tunnelling and underground space technology*, 2014, vol. 43, pp. 315–326. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.05.023>.
13. Gao F., Stead D., Kang H. Numerical simulation of squeezing failure in a coal mine roadway due to mining-induced stresses. *Rock mechanics and rock engineering*, 2015, vol. 48, iss. 4, pp. 1635–1645. DOI: <https://doi.org/10.1007/s00603-014-0653-2>.
14. Demin V.F., Nemova N.A., Demina T.V. Analiticheskoe modelirovanie geomekhanicheskikh protsessov v prikonturnom massiv gornyykh vyrabotok [Analytical modeling of geomechanical processes in the marginal array mining]. *Journal of Siberian Federal University. Engineering & technologies*, 2015, vol. 8, no. 1, pp. 74–97 (in Russ.).
15. Dyomin V.F., Bajmudin M.M., Demina T.V. Ustanovlenie oblasti primeneniya ankernoy krepki v gornyykh rabotakh [Factors influencing effectiveness of roof bolting in underground workings]. *Mining informational and analytical bulletin*, 2015, no. 12, pp. 1–8 (in Russ.).
16. Zakharov V.N., Trofimov V.A., Filippov Yu.A. Chislennoe modelirovanie ankernogo krepleshiya kontura vyrabotki pri reologicheskoy deformirovaniy porod [Numerical modeling of rock bolt support in case of rheological behavior of rock mass in deformation]. *Fiziko-tehnicheskie problemy razrabotki poleznykh iskopaemykh*, 2021, no. 6, pp. 6–17 (in Russ.).
17. Zhuravkov M.A., Lapatsin S.N. Geomekhanika glubokikh podzemnykh sooruzheniy [Geomechanics of deep underground structures]. *Materialy 4 mezhdunarodnogo foruma po khimicheskim tekhnologiyam i neftegazopererabotke "Neftekhimiya – 2021"* [Proc. 4th International scientific and technical forum on chemical technologies and oil and gas processing "Petrochemistry – 2021"], 2021, pp. 280–283. (in Russ.).
18. Zhuravkov M.A., Hvesenya S.S., Lapatsin S.N. Durability analysis of underground structures based on various creep models of the enclosing salt rock massif. *E3S Web of Conferences*, 2020, vol. 201. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3s-conf/202020101007>.
19. Mehranpour M.H., Kulatilake P.H.S.W. Comparison of six major intact rock failure criteria using a particle flow approach under true-triaxial stress condition. *Geomechanics and geophysics for geo-energy and geo-resources*, 2016, vol. 2, iss. 4, pp. 203–229. DOI: <https://doi.org/10.1007/s40948-016-0030-6>.
20. Gao H., Zheng Y.R. Discussion on strength criteria. *Materials research innovations*, 2011, vol. 15, sup. 1, pp. 504–507. DOI: <https://doi.org/10.1179/143307511X12858957676191>.