DOI: 10.18454/PMI.2017.1.51

УДК 624.12

ИЗУЧЕНИЕ ПРОЧНОСТИ НА СЖАТИЕ ТРЕЩИНОВАТОГО ГОРНОГО МАССИВА

А.Г.ПРОТОСЕНЯ[1], **П.Э.ВЕРБИЛО**[2]
[1] *Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург, Россия*
[2] *ООО «ПромПроект», Санкт-Петербург, Россия*

Рассмотрен метод прогноза прочностных характеристик и их масштабного эффекта в трещиноватом горном массиве с помощью численного моделирования методом конечных элементов в программном комплексе ABAQUS. Показаны преимущества такого подхода для решения поставленной задачи по определению механических характеристик трещиноватого горного массива, основные этапы создания численной геомеханической модели горного массива и проведения численного эксперимента. Приведены зависимости напряжений от деформаций при нагружении численной модели, угла наклона основной системы трещиноватости от величины прочности на одноосное и двухосное сжатия, размера рассматриваемого образца трещиноватого горного массива от величины прочности на двухосное сжатие применительно к условиям месторождения апатит-нефелиновых руд Плато Расвумчорр ОАО «Апатит» в Кировском районе Мурманской области.

Проведено численное моделирование испытаний блоков горной породы по контакту на сдвиг на основе реального эксперимента с использованием нелинейного критерия прочности по контакту взаимодействия между блоками горной породы Бартона – Бандиса. Выполнено сопоставление результатов численного эксперимента с данными натурных и лабораторных исследований. Полученные результаты расчетов показывают их качественное совпадение с результатами проведенных лабораторных экспериментов по испытанию трещиноватого горного массива.

Ключевые слова: трещиноватый горный массив, метод конечных элементов, анизотропия прочности, масштабный эффект, трещиноватость

***Как цитировать эту статью*:** Протосеня А.Г. Изучение прочности на сжатие трещиноватого горного массива / А.Г.Протосеня, П.Э.Вербило // Записки Горного института. 2017. Т. 223. С. 51-57. DOI: 10.18454/PMI.2017.1.51

Введение. Прочность горного массива является одним из самых важных параметров при проектировании подземных сооружений в грунтах или в горном массиве [5]. Трещиноватый горный массив представляет собой, вследствие наличия трещиноватости, неоднородную и анизотропную среду, обладающую определенной структурой. Объясняется это значительным влиянием на деформационные и прочностные свойства массива трещин [9-11]. Любую структурную или геологическую особенность, которая влияет на однородность массива горных пород, можно рассматривать как нарушение. Геометрические свойства таких нарушений (частота, ориентация, степень взаимосвязанности, шероховатость поверхности, длина) оказывают значительное влияние на прочностные и деформационные свойства трещиноватого горного массива.

Большое практическое значение структуры скального массива связано с ее существенным влиянием на дискретность, неоднородность, анизотропность и напряженное состояние массива, его физико-механические параметры. При рассмотрении скального горного массива можно найти определенные закономерности в его структуре. При уменьшении масштаба эти закономерности будут меняться, переходя из одного типа однородности в другой. Таким образом, при изменении масштаба рассмотрения массива будет меняться тип однородности, а вместе с ним и механические свойства рассматриваемого участка массива. В горном массиве возможно выделение таких участков при постоянных граничных условиях, дальнейшее увеличение которых не будет приводить к изменению прочностных и деформационных свойств, такой объем массива называется представительным [1]. В его пределах для решения задач геомеханики применение методов механики сплошной среды является корректным. Изучение пределов однородности – это фундаментальная задача геомеханики.

Методы определения механических характеристик горного массива разделяются на прямые и косвенные. Прямые методы [6, 7] применяются в натурных условиях или лаборатории, где горный массив нагружается с помощью прессовых установок и определяется величина его прочности на одноосное сжатие. Лабораторные или натурные эксперименты по испытанию горной породы и массива являются самым достоверным способом определения механических характеристик, но в лабораторных условиях проведение испытания над образцами больших размеров и учет трещиноватости связаны с трудностями и имеют высокую стоимость. Другим подходом для определения прочностных и деформационных характеристик горного массива являются косвенные методы [3], которые включают в себя: эмпирические, аналитические и численные методы.

DOI: 10.18454/PMI.2017.1.51

Эмпирический метод для определения механических характеристик горного массива основан на истории задач, что нашло широкое применение в проектировании тоннелей с помощью классификационных систем горного массива. Основным недостатком метода является отсутствие математической базы для создания геомеханической модели. В настоящее время в отечественной промышленности для получения прочностных и деформационных свойств трещиноватого горного массива применяется эмпирический коэффициент структурного ослабления, учитывающий только одну характеристику – расстояние между трещинами. В большинстве случаев такой способ научно не обоснован, следовательно, его применение может приводить к неточным результатам.

Аналитические методы очень удобны в задачах геомеханики, но их применение для определения механических параметров горного массива не позволяет получать решение для среды, включающей сложную систему трещиноватости и ненарушенную горную породу.

Большим импульсом при разработке численных подходов для определения прочностных и деформационных свойств трещиноватого горного массива послужило развитие компьютерных технологий. В результате наличия неопределенностей, связанных с переходом от результатов испытаний горной породы к физико-механическим параметрам массива и сложностью строения трещиноватого горного массива, разработка численных методов и интеграция их с уже существующими аналитическими методами для решения задачи определения степени влияния на величину механических характеристик горного массива, масштабного эффекта, является предметом фундаментальных исследований. Главным достоинством численных методов является возможность создания геомеханической модели горного массива на основе учета системы трещиноватости в явном виде и взаимодействия блоков горной породы по контакту соприкосновения [7]. Метод конечных элементов является одним из наиболее широко распространенных численных методов для определения механических характеристик трещиноватого горного массива, так как позволяет в явном виде моделировать трещиноватость и учитывать условия взаимодействия по контакту между блоками горной породы [11].

Методология исследования. Построение численной модели масштабно-неоднородного массива требует выделения и анализа по инженерно-геологическим данным типовых структур трещиноватости, отражающих особенности строения горного массива и определяющих форму блоков. При этом за элементарный принимается блок породы, в пределах которого удовлетворяются условия квазисплошности и квазиоднородности. Наиболее точно механическое поведение элементарного блока показывают результаты лабораторных экспериментов на сжатие на прессовом оборудовании. Внутри элементарного блока в численной модели поведение горной породы описывается по результатам лабораторных экспериментов, что достигается составлением модели горной породы и последовательной ее корректировкой до качественного совпадения с результатами, полученными при лабораторных испытаниях с возможностью их количественного отличия в пределах допустимой погрешности. Механическое поведение горной породы в численной модели будет соответствовать действительному, если будет получен результат, аналогичный результату эксперимента. В горном массиве выделяются несколько порядков типовых структур трещин и нарушений. Каждая из них состоит из конечного числа структур предыдущего уровня, что приводит к требованию соблюдения условий квазиоднородности и квазисплошности при расчете на каждом уровне. Требование объясняется необходимостью исключения влияния масштабного эффекта на конечный результат.

Последующая разработка геомеханической численной модели требует аналогичного последовательного выполнения численных экспериментов по моделированию взаимодействия блоков горной породы по контакту между ними для достижения результата, количественно не отличающегося от лабораторного эксперимента на прямой сдвиг. Этот этап является наиболее важным, так как проведенные исследования с горным массивом свидетельствует о том, что именно трещиноватость, как главный фактор, в большей степени оказывает влияние на количественную величину механических характеристик горного массива.

На основе указанных этапов проводится построение общей геомеханической модели горного массива, учитывающей особенности поведения блоков горной породы и их взаимодействие по контакту при нагружении. Изменение габаритов построенной численной горного модели массива дает возможность обоснованного вычисления масштабного эффекта. Модель позволяет проводить численные эксперименты с различными системами трещиноватости.

DOI: 10.18454/PMI.2017.1.51

Численное моделирование испытаний блоков горной породы по контакту взаимодействия. Главной причиной разрушения и дестабилизации трещиноватого горного массива является наличие трещин [3], по контактам которых происходят сдвиги. Таким образом, определяющими являются не свойства горной породы при рассмотрении непрерывной системы трещиноватости, а механические свойства трещин и их пространственное расположение.

Испытания трещин на сдвиг могут давать преувеличенные показатели сцепления, на самом деле даже трещины с самыми грубыми поверхностями обладают сцеплением незначительной величины [8], но у них высокие количественные показатели угла внутреннего трения при низких напряжениях. Поведение горной породы по контакту взаимодействия между блоками описал Бартон в работе [3, 4], где выведен эмпирический критерий прочности трещины на сдвиг:

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma_n \operatorname{tg}\left(JRC \lg \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_{\text{ост}} \right),$$

где *JRC* – коэффициент шероховатости трещи; *JCS* – прочность на сжатие материала стенки трещины, МПа; σ_n – нормальное действующее напряжение, МПа; $\varphi_{\text{ост}}$ – остаточный угол трения, град.

Экспериментальным путем получены следующие величины показателей при взаимодействии блоков горной породы месторождения Плато Расвумчорр по контакту: остаточный угол внутреннего трения 27 град., сцепление 795 Па, прочность на сжатие материала стенки трещины 200 МПа, коэффициент шероховатости поверхности взаимодействия блоков 18.

Для обоснования предложенной численной модели взаимодействия блоков горной породы по контакту были проведены численные эксперименты на сдвиг в два этапа: на первом прикладывалась нормальная нагрузка на верхнюю поверхность модели, на втором проводился сдвиг верхнего блока относительно нижнего. Для каждого численного эксперимента варьировалась вертикальная нагрузка в пределах от 0 до 3,5 МПа с шагом 0,5 МПа. Результаты численного эксперимента показаны на рис.1, а сравнение результатов с лабораторным экспериментом на рис.2. Из анализа полученных данных следует, что применяемый нелинейный критерий прочности по контакту взаимодействия блоков горной породы можно реализовать с высокой точностью в программном комплексе ABAQUS, погрешность результатов не превышает 0,5 %.

Изучение анизотропии прочности на сжатие трещиноватого горного массива. По результатам лабораторных испытаний пород месторождения Плато Расвумчорр были определены их физико-механические свойства. При выполнении работы были получены следующие свойства пород: плотность 2760 кг/м^3, прочность при одноосном сжатии 200,8 МПа, прочность при растяжении 14,2 МПа, коэффициент крепости горных пород 14,9, модуль упругости 105 ГПа, коэффициент Пуассона 0,26, сцепление 30,9 МПа и угол внутреннего трения 57,4 град. По результатам испытаний образцов из геологических скважин установлено, что прочность скальных пород с увеличением глубины практически не изменяется. Следует отметить, что параметры сопротивления сдвигу определялись по испытаниям на косой срез.

Для изучения анизотропии прочности на сжатие трещиноватого горного массива проводится моделирование испытаний на одноосное и двухосное сжатия (рис.3) образцов горного массива с изменением в них угла наклона основной системы трещиноватости к горизонтальной плоскости. Боковая нагрузка варьировалась от 0 до 30 МПа с шагом 10 МПа. Для исследования анизотропии прочности на одноосное сжатие трещиноватого горного массива были построены модели с углами наклона трещиноватости к горизонтальной плоскости 0, 30, 45, 60, 90 град.

После проведения виртуальных испытаний проанализированы полученные данные, сведены в графики зависимостей относительной величины напряжений от относительной величины деформаций для численной модели горного массива с углом наклона трещиноватости 45 град. к горизонтальной плоскости (рис.4) и относительной величины предела прочности на сжатие от угла наклона трещиноватости к горизонтальной плоскости (рис.5). Как можно заметить, ориентация системы трещиноватости в горном массиве имеет значительное влияние на его прочностные и деформационные характеристики, а процесс деформирования и разрушения горного массива в условиях объемного напряженного состояния происходит в форме сдвига и отрыва, что подтверждается экспериментальными исследованиями [2].

Результаты моделирования (см. рис.4) показывают, что повышение нагрузки приводит к уплотнению массива, повышению жесткости. В процессе деформирования сначала происходят

DOI: *10.18454/PMI.2017.1.51*

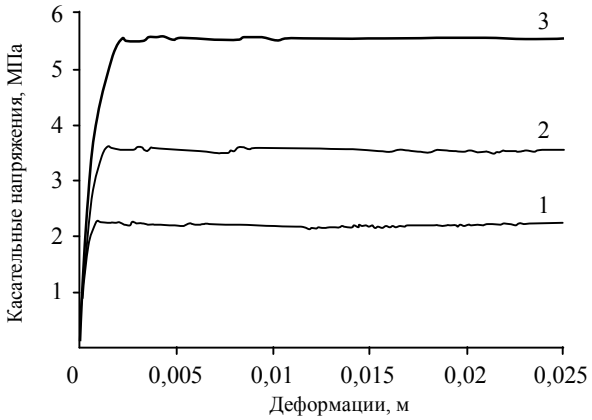


Рис.1. Результаты численного эксперимента на сдвиг блоков горной породы при различных величинах нормальной нагрузки
σ_n = 1 МПа (1); 2 МПа (2); 3,5 МПа (3)

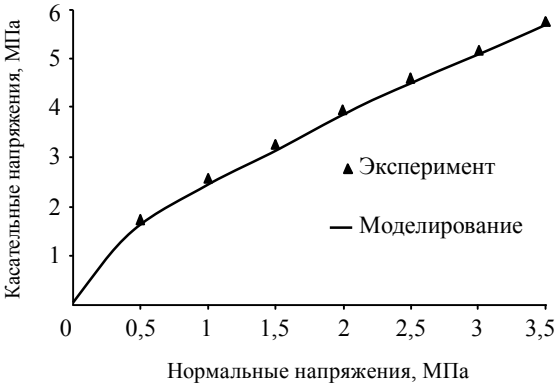


Рис.2. Паспорт прочности блоков горной породы по контакту взаимодействия

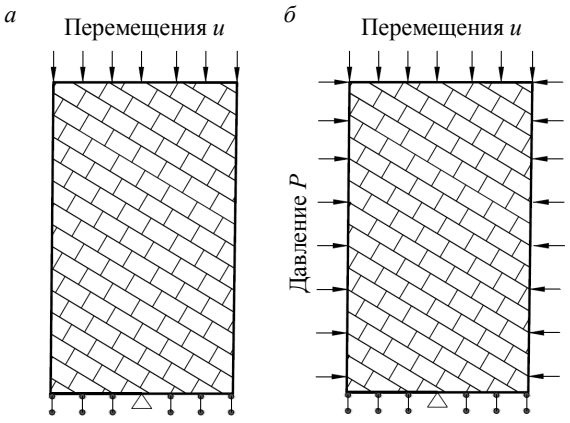


Рис.3. Схемы нагружения модели при численном эксперименте: *а* – испытание на одноосное сжатие, б –на двуосное сжатие

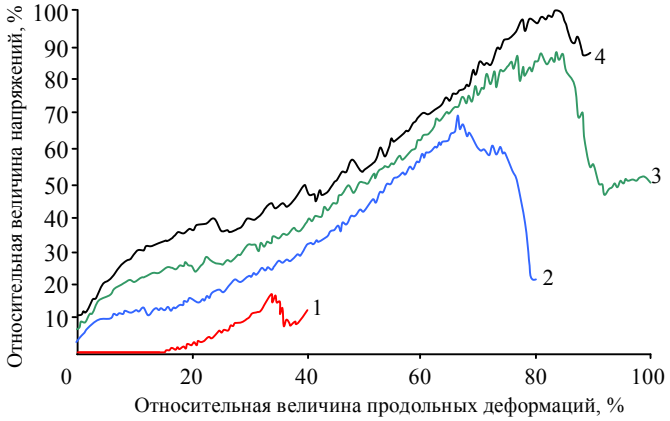


Рис.4. Графики зависимостей относительной величины напряжений от относительной величины деформаций горного массива
σ_2 = 0 МПа (1); 10 МПа (2); 20 МПа (3); 30 МПа (4)

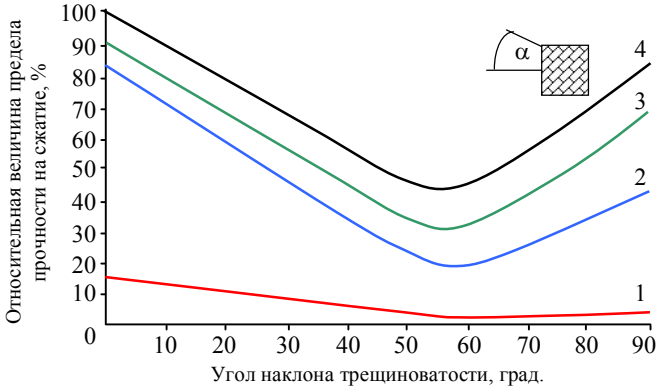


Рис.5. Графики зависимостей относительной величины прочности на сжатие от угла наклона трещин к горизонтальной плоскости при различных боковых нагрузках
σ_2 = 0 МПа (1); 10 МПа (2); 20 МПа (3); 30 МПа (4)

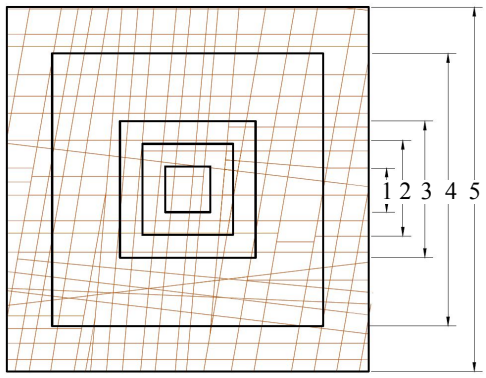


Рис.6. Габариты трещиноватого горного массива в задаче определения масштабного эффекта

микросдвиги, что приводит к образованию микротрещин отрыва. Как только касательные напряжения на микроплощадках достигают критического значения, происходит сдвиг, который приводит к возникновению отрыва по трещине [2]. Подобные сдвиги происходят во всем горном массиве, что ведет к увеличению объема модели, т.е. проявляется эффект дилатансии. Далее деформации сдвига сопровождаются образованием пустот и увеличением объема тела. Эти процессы определяют величину предела прочности трещиноватого горного массива. Таким образом, в начале нагружения деформирование массива имеет линейный характер. По достижении предела

DOI: 10.18454/PMI.2017.1.51

упругости возникают необратимые деформации, которые продолжаются до предела прочности, отвечающему максимуму нагрузки. На этой стадии в массиве развиваются сдвиги по контактам между блоками горной породы и образуется главная поверхность сдвига. После перехода через максимум возникает запредельное деформирование, которое продолжается до достижения предела остаточной прочности. В результате происходит разрушение массива по образовавшейся главной поверхности скольжения, где формируются максимальные касательные напряжения.

Наибольшая величина прочности на одноосное сжатие имеет место для модели горного массива с углом наклона трещиноватости 0 град. к горизонтальной плоскости (рис.5). При увеличении угла наклона системы трещиноватости происходит постепенное снижение величины предела прочности горного массива, которое можно описать линейной зависимостью. Наибольшее отличие от прочности на одноосное сжатие горной породы имеет горный массив с углом наклона системы трещиноватости 55 град., что характерно для рассматриваемой системы трещиноватости. Последующее увеличение угла наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости сопровождается постепенным увеличением величины прочности горного массива при одноосном и двухосном сжатиях.

Изучение масштабного эффекта. С целью проведения численных экспериментов выбран имеющий блочное строение Хибинский массив, где по результатам детального изучения и картирования трещиноватости приповерхностных и средних горизонтов месторождения выделены четыре основных системы трещиноватости. Для моделирования использован участок апатитовых уртитов в котором размеры блоков ненарушенной горной породы составляет от 0,3×0,4×0,6 до 0,7×0,4×0,5 м. Средний угол падения трещиноватости составляет 85 град., трещины на этом участке хорошо выражены, ровные, ориентированы в меридиальном направлении, частота в среднем 0,8 шт./м, одиночных 1-5 шт./м, в сериях 5-20 шт./м, а протяженность трещин этой системы превышает 60 м. Размер моделей трещиноватого горного для экспериментов с целью определения масштабного эффекта изменяется от 1 до 8 м (рис.6).

Для всех численных экспериментов использовалась двухосная схема приложения нагрузки, аналогично схеме на рис.5. Для схемы приложения нагрузки опорная плоскость конечно-элементной модели фиксируется в вертикальном направлении, а деформирование модели производится за счет вертикальных перемещений u, прикладываемых к верхней абсолютно жесткой плоскости. Величина боковых нагрузок составляет 10 МПа.

При деформировании блочного массива возникает множество площадок различного габарита сдвига, что приводит к увеличению объема, отклонению плоскости среза от площадок действия максимальных касательных напряжений. С увеличением вертикальной нагрузки уменьшается расстояние между площадками сдвига и как только касательные напряжения на этих площадках достигают критического значения, происходит сдвиг, который приводит либо к отрыву по вертикальному направлению, либо служит причиной для увеличения напряжения на соседнем блоке. В результате при перераспределении напряжений происходит образование главной площадки сдвига, которая визуально напоминает лестницу, где ступенькой служит блок горной породы. Макроскопически эту поверхность можно представить шероховатой плоскостью сдвига, по которой часть модели массива перемещается относительно другой. Образующийся разрыв служит причиной увеличения объема модели. Таким образом, скачкообразность графика деформирования объясняется процессом деформационного упрочнения модели на контакте зон сдвига вследствие неоднородности распределения трещиноватости.

Экспериментально установлено, что геометрически подобные и разного габарита области одного и того же скального массива, исследуемые в одних и тех же условиях, демонстрируют различные механические характеристики, являющиеся функцией размеров области [1], что подтверждается проведенными численными экспериментами, результаты которых показаны на рис.7. Показан график зависимостей относительной величины напряжений от деформации при нагрузке численных моделей трещиноватого горного массива. Максимальной величиной напряжений принят предел прочности модели массива габаритом 1×1 м. На графике наглядно показано влияние габарита массива на величину предела прочности на сжатие, подтверждается наличие масштабного эффекта.

При анализе наблюдается уменьшение скорости изменения прочности при увеличении габарита, т.е., можно предположить, что при дальнейшем увеличении размера модели изменение ве-

DOI: *10.18454/PMI.2017.1.51*

личины прочности прекратится. Такое предположение подтверждается исследованиями влияния трещиноватости на прочность горного массива (рис.8) [7]. Для качественного сопоставления кривых зависимости величины прочности на сжатие образца трещиноватого горного массива от его габарита проводится сравнение (см. рис.6) полученных в данной работе результатов численного эксперимента с результатами в работе [7].

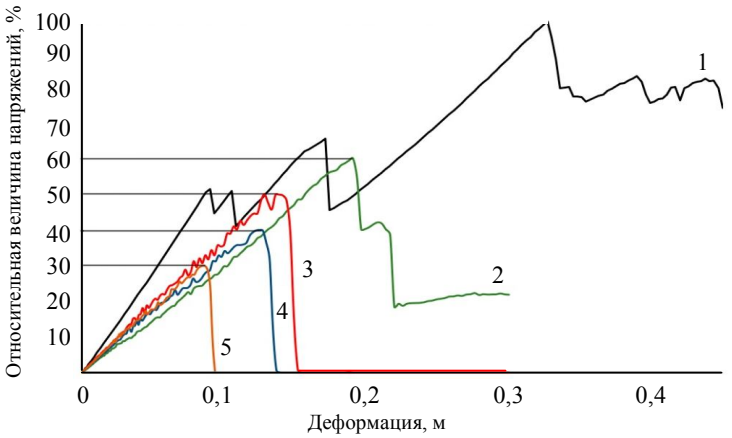


Рис.7. Графики деформирования моделей трещиноватого горного массива при эксперименте на двухосное сжатие при величине боковой нагрузки 10 МПа
Габариты: 1 – 1×1; 2 – 2×2; 3 – 3×3; 4 – 6×6; 5 – 8×8 м

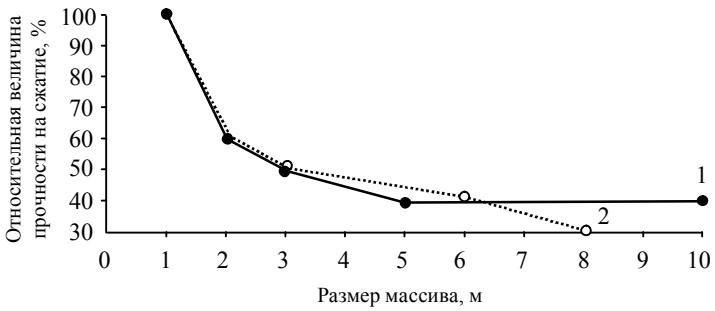


Рис.8. Качественное сравнение результатов эксперимента (1) и расчета (2)

Заключение. Рассмотрен численный способ определения прочностных характеристик трещиноватого горного массива с помощью метода конечных элементов. Для изучения анизотропии прочности на сжатие численные эксперименты были проведены с массивом постоянного размера при вариации боковых нагрузок и угла наклона трещиноватости к горизонтальной плоскости, после чего была выведена зависимость величины прочности на одноосное и двухосные сжатия от направления приложения нагрузок к образцу горного массива. Полученные результаты были сопоставлены с аналогичными исследованиями с трещиноватым горным массивом [9,10,12], где численное моделирование проводилось на основе экспериментальных данных, полученных при испытании образцов горного массива в лаборатории. Полученные результаты имеют качественную сходимость с результатами экспериментов [2]. Результаты эксперимента показывают, что структурная нарушенность массива в виде трещин оказывает значительное влияние на величину прочностных характеристик горного массива, которые зависят от направления приложения нагрузки по отношению к основным системам трещиноватости [9,10,12].

Анизотропия прочности является характерной особенностью трещиноватого горного массива, что объясняется наличием дефектов в виде трещиноватости. Количественную величину такой анизотропии возможно получать с помощью метода конечных элементов, что является очень важным этапом при проектировании подземных сооружений.

Таким образом, применение численных методов позволяет решать сложные задачи, связывая достижения ученых в области геомеханики с активно развивающимися компьютерными технологиями. Если в лабораторных условиях образец горного массива больших габаритов с системами трещиноватости не может быть изучен, то применение численных методов, в данном случае метода конечных элементов, позволяет учитывать нарушенность и получать механические параметры горного массива в зависимости от направления приложения нагрузки по отношению к основной системе трещиноватости. Проведение численных экспериментов с моделями трещиноватого горного массива разных габаритов дает возможность обоснованного определения размеров пределов однородности и масштабного эффекта.

В работе описан подход определения масштабного эффекта в трещиноватом горном массиве с помощью метода конечных элементов, реализованного в программном комплексе Abaqus. Численные эксперименты были проведены с моделями трещиноватого горного массива различных габаритов, что позволило количественно определить масштабный эффект прочности массива при двухосном сжатии.

DOI: *10.18454/PMI.2017.1.51*

ЛИТЕРАТУРА

1. *Зерцалов М.Г.* Механика грунтов. М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2006. 364 с.

2. *Ставрогин А.Н.* Механика деформирования и разрушения горных пород / А.Н.Ставрогин, А.Г.Протосеня. М.: Недра, 1992. 224 с.

3. *Barton N.* Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2013. Vol. 5. N 4. P. 249-261.

4. *Barton N.* The shear strength of rock joints in theory and practice / Barton N., Choubey V. // Rock Mech Rock Eng. 1977. Vol. 10. N 1. P. 1–54.

5. *Jaeger J.C.* Fundamentals of rock mechanics: 4th edition / J.C.Jaeger, N.G.W.Cook, R.W.Zimmerman. Oxford: Blackwell Publishing, 2007. 488 p.

6. *Jing L.* Stress and scale-dependency of the hydro- mechanical properties of fractured rock / L.Jing, K.B.Min, A.Baghbanan // Rock mechanics: new research. New York: Nova Scince Publishers, 2009. P. 109-165.

7. *Khani A.* Effects of fracture geometry and stress on the strength of a fractured rock mass / A.Khani, A.Baghbanan, S.Norouzi, H. Hashemolhosseini // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2013. Vol. 60. P. 345-352.

8. *Kulatilake H.* Effect of finite size joints on the deformability of jointed rock at the two dimensional level / H.Kulatilake, O.Stephansson // Can Geo tech J. 1994. Vol. 31. P. 364-74.

9. *Tianhong Yang.* Anisotropic characteristics of jointed rock mass: A case study at Shirengou iron ore mine in China / Tianhong Yang, Peitao Wang, Tao Xu, Qinglei Yu, Penghai Zhang, Wenhao Shi, Gaojian Hu // Tunneling and Underground Space Technology. 2015. Vol. 48. P. 129-139.

10. *Wittke Walter*. Rock Mechanics Based on and Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2014. 900 p.

11. *Yang Jian Ping*. Numerical determination of strength and deformability of fractured rock mass by FEM modeling / Yang Jian Ping, Chen Wei Zhong, Yang Dian Sen, Yuan Jing Qiang // Computers and Geotechnics. 2015. Vol. 64. P. 20-31.

12. *Yang Xuxu*. Numerical simulation of a jointed rock block mechanical behavior adjacent to an underground excavation and comparison with physical model test results / Xuxu Yang, P.H.S.W.Kulatilake, Hongwen Jing, Shengqi Yang // Tunneling and Underground Space Technology. 2015. Vol. 50. P. 129-142.

***Авторы*: А.Г.Протосеня,** *д-р техн. наук*, *профессор*, *kaf-sgp@mail.ru* (*Санкт-Петербургский горный университет*, *Санкт-Петербург*, *Россия*), **П.Э.Вербило,** *инженер*, *pashaverbilo@mail.ru* (*ООО «ПромПроект»*, *Санкт-Петербург*, *Россия*).

Статья принята к публикации 11.08.2016.