

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
"САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ"

На правах рукописи

ВЕРБИЛО ПАВЕЛ ЭДУАРДОВИЧ

**ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМИРОВАНИЯ
МЕЖДУКАМЕРНЫХ ЦЕЛИКОВ В БЛОЧНОМ ГОРНОМ
МАССИВЕ**

Специальность 25.00.20 – *Геомеханика, разрушение горных пород,
рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика*

Научный руководитель
Протосеня Анатолий Григорьевич
доктор технических наук,
профессор

ДИССЕРТАЦИЯ
на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Санкт-Петербург – 2018

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ СТРОЕНИЯ ТРЕЩИНОВАТОГО ГОРНОГО МАССИВА НА ЕГО МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ	8
1.1 Описание и анализ объекта исследований.....	8
1.1.1 Общая характеристика блочного горного и рудного массивов	15
1.1.2 Оценка структурной нарушенности породного массива с помощью коэффициента структурного ослабления	18
1.1.3 Оценка структурной нарушенности породного массива по методике Дири (RQD)	20
1.1.4 Прочностные свойства и критерии прочности горного массива	21
1.1.5 Масштабный эффект.....	23
1.1.6 Репрезентативный элементарный объем.....	25
1.2 Междукламерные целики	26
1.3 Обоснование и формулирование цели и задач исследований.....	30
1.4 Выводы по первой главе	31
ГЛАВА 2. МЕТОДЫ ОЦЕНКИ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ТРЕЩИНОВАТОГО ГОРНОГО МАССИВА	33
2.1 Анализ существующих методов получения механических характеристик блочного горного массива.....	33
2.1.1 Натурные и лабораторные эксперименты.....	34
2.1.2 Эмпирические методы исследования.....	36
2.1.3 Анализ способов определения механических характеристик горного массива.....	37
2.1.4 Геомеханическая классификация породного массива Бениавского (рейтинговая система RMR)	41
2.1.5 Геомеханическая классификация породного массива Бартона (рейтинговая система Q).....	42
2.1.6 Эмпирические зависимости при проектировании междукламерных целиков.....	43
2.1.7 Аналитический метод исследования механических характеристик трещиноватого массива горных пород	47
2.2 Использование моделей для исследования трещиноватого горного массива	49
2.3 Предлагаемый способ проведения исследования	52
2.4 Выводы по второй главе	54
ГЛАВА 3. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЛОЧНОГО ГОРНОГО МАССИВА	55
3.1 Разработка и описание созданных численных математических моделей.....	55
3.2 Моделирование взаимодействия блоков горной породы по контакту	61
3.3 Численный эксперимент на сдвиг блоков горной породы.....	64
3.4 Оценка влияния размера конечного элемента на результаты моделирования.....	68
3.5 Вычисление влияния трещиноватости на прочностные характеристики блочного горного массива.....	70

3.6	Изучение анизотропии прочностных и деформационных характеристик блочного горного массива с размерами сторон 4×8 м при одноосном сжатии.....	77
3.7	Изучение анизотропии блочного массива размером 2×2 м при одноосной и двухосной схемах нагрузки.....	89
3.8	Вычисление масштабного эффекта прочностных и деформационных характеристик блочного горного массива.....	93
3.9	Выводы по третьей главе.....	107

ГЛАВА 4. МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МЕЖДУКАМЕРНЫХ ЦЕЛИКОВ В БЛОЧНОМ МАССИВЕ.....

4.1	Рекомендации по использованию разработанной численной геомеханической модели блочной среды.....	109
4.2	Разработка метода расчета несущей способности междукамерного целика в блочном горном массиве.....	110
4.3	Вычисление влияния соотношения ширины и высоты междукамерного целика в трещиноватом горном массиве.....	111
4.4	Обработка и анализ результатов проведения численных экспериментов. Описание механизма разрушения целика.....	126
4.5	Рекомендации и предложения по исследованию результатов экспериментов для уточнения теоретических положений.....	127
4.6	Выводы по четвертой главе.....	128

ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....

ПРИЛОЖЕНИЕ А.....

5.1	Изучение масштабного эффекта прочности на сжатие блочного горного массива с соотношением сторон 1:1.5.....	141
5.2	Изучение масштабного эффекта прочности на сжатие блочного горного массива с соотношением сторон 1:2.....	144
5.3	Изучение масштабного эффекта прочности на сжатие блочного горного массива с соотношением сторон 1:2.....	147

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования.

Надежная оценка механического состояния, прочностных и деформационных характеристик блочного горного и рудного массивов, основанная на сочетании натуральных и численных экспериментов, аналитических исследований, составляет основу для проектных решений при разработке технологических схем добычи полезного ископаемого. Геомеханическое обоснование проектных решений с учетом структурных особенностей блочного массива на сегодняшний день является одной из наименее решенных в методическом отношении проблемы, так как основная сложность в методике оценки влияния трещиноватости на свойства массивов связана с трудностями комплексного учета геологических факторов, неясностью пути перехода от результатов лабораторных экспериментов над горными породами к механическим характеристикам массива, учета механизма разрушения реального блочного массива горных пород.

Актуальность изучения механических процессов в рудных и горных массивах, имеющих блочное строение обуславливается сложностью поставленной задачи на современном этапе развития горного производства, когда добыча полезных ископаемых осуществляется во все более сложных горно-геологических условиях (большие глубины, структурные геологические нарушения породных массивов, проявления высокого горного давления), так как имеет место тенденция увеличения глубины горных работ в горнодобывающей промышленности. Увеличение интенсивности проявления горного давления влечет за собой рост требований к точности прогноза ожидаемых его проявлений. Таким образом, количественная оценка влияния нарушенности на величину прочностных и деформационных характеристик породного массива, определение размеров элементарного репрезентативного объема массива, определение масштабного эффекта механических характеристик, оценка несущей способности целиков являются актуальными задачами исследований.

Степень разработанности исследуемого направления:

Вопросами строения трещиноватых массивов, исследованию его механических характеристик, природного напряженного состояния посвящены работы А.Н. Ставрогина, С.Б. Ухова, С.Н. Чернышева, И.В. Баклашова, Г.Н. Кузнецова, М.Г. Зерцалова, Лиянянг Жанг, Д. Хадсона, Б.Х.Г. Брэди, В. Виттке, А.К. Черникова, Д. Эльмо, Д. Джагера и др. Разработке аналитических методов посвящены работы К.В. Руппенейта, А.Г. Протосени, С.Г. Ашихмина, Д. Уолша, Р. Гудмана, В.П. Мерзлякова, А.Н. Власова. Разработке классификаций для трещиноватых массивов и эмпирических методов посвящены работы таких авторов, как М.М. Протодяконов, Трушко В.Л., Козырев А.А., В.С. Эристов, Е.М. Пашкин, Д. Дир и Р. Миллер, З. Бениявски, Р. Гудман, И.А. Турчанинов, К. Терцаги, Х. Лауффер, Коттисс, Д. Эльмо, Э. Хоек, Браун, А. Пальмстрём и др. Сформулирован список факторов, количественно оказывающих влияние на величину прочностных и деформационных характеристик горного массива (ISRM, З. Бениявски, Н. Бартон, Р. Миллер и др.) Различные системы трещиноватости отражены в классификационных системах, разработанных Л. Мюллером, М.В. Рацом, В.Н. Бурлаковым, Н.С. Булычевым, С.Б. Уховым, Х. Боком, С.Н. Чернышевым и др. Наиболее популярны в инженерной практике многопараметрические классификации трещиноватых пород, такие, как Rock Mass Rating (RMR) и Q-system, являющиеся продуктом статистической обработки данных о устойчивых и неустойчивых размерах подземных выработок в различных горно-геологических условиях, при этом отечественных месторождений в выборках указанных систем

нет. Но основным недостатком классификационных схем является невозможность явного учета в задаче трещиноватости, так как влияние трещин в системах учитывается через эмпирические коэффициенты. Аналитические подходы не позволяют учесть сложное строение горного массива и таким образом решить поставленные задачи. Применением численных способов решения геомеханических задач, связанных с трещиноватым горным массивом, занимались такие ученые, как Зубков В.В., М. Цай (M. Cai), К. Эдельбро (C. Edelbro), К. Эсмаиэли (K. Esmaili), К. Фарахманд (K. Farahmand), Янг Жиан-Пинг (Yang Jian Ping), А. Хани (A. Khani), Ли Янронг (Li Yanrong), А. Лисьяк (A. Lisjak), Мин Ки-Бок (Min Ki-Bok), Ванг Ксионганг (Wang Xiao-Gang) и др.

Цель работы: создание метода прогноза геомеханического состояния блочных рудных целиков при разработке месторождений апатит-нефелиновых руд.

Идея работы. Прогноз геомеханических процессов блочного рудного массива должен основываться на моделях среды, учитывающих строение и структуру массива, нелинейность поведения при механическом воздействии, условия взаимодействия блоков горной породы по контактам.

Основные задачи исследований:

- анализ существующих методов исследования массивов пород, нарушенных системами трещин, и способов оценки их геомеханических параметров. Определение границ применимости современных методов численного моделирования массивов для различных типов трещиноватости;

- разработка численных моделей деформирования и разрушения блочных рудных массивов в рамках метода конечных элементов при представлении массива в виде дискретной среды и проведение численных экспериментов по исследованию механических характеристик блочных массивов с использованием разработанной модели;

- апробация предложенной геомеханической модели и разработка концепции проведения геомеханического анализа для прогноза несущей способности междукамерных целиков в блочном рудном массиве с применением численных методов моделирования;

- разработка рекомендаций по моделированию блочного рудного массива, выбору конструктивных параметров междукамерных целиков.

Объектом исследования является блочный горный массив, формируемый отдельными блоками горной породы или руды.

Практическая значимость работы.

- Разработана методика расчета несущей способности междукамерных целиков в блочном горном массиве и его механических характеристик.

- Разработана численная геомеханическая модель блочного горного массива, позволяющая изучать развитие геомеханических процессов в виде разрушения за счет образования и развития трещин отрыва и сдвига.

- Разработаны методики вычисления масштабного эффекта и анизотропии механических характеристик блочного горного массива в существующих программных комплексах в рамках механики дискретной среды с использованием метода конечных элементов.

Методы исследований.

При выполнении работы использовалась комплексная методика исследований, включающая анализ литературных источников, результатов лабораторных экспериментов, выполненных специализированными организациями, материалов геологической разведки месторождения Плато Расвумчорр рудника ОАО «Апатит», способов вычисления механических

характеристик блочного горного массива и несущей способности междукамерных целиков, численное моделирование геомеханических процессов в блочном горном массиве, включающие уравнения теории упругости, пластичности и элементы механики дискретного тела, где строение массива в численной модели учитывается в явном виде за счет построения объемных геометрических элементов блоков.

Научная новизна диссертационного исследования заключается в следующем:

- выявлены закономерности изменения несущей способности целика в блочном рудном массиве в зависимости от его строения и структуры для условий месторождений апатит-нефелиновых руд;

- установлена взаимосвязь между прочностными характеристиками блочного рудного массива и размерами его рассматриваемого участка, которая заключается в уменьшении прочности на сжатие с увеличением размера массива до формирования репрезентативного объема массива;

- выявлены закономерности анизотропии механических характеристик блочного рудного массива, заключающиеся в изменении его прочностных и деформационных характеристик.

Основные защищаемые положения.

1. Прогноз процессов деформирования и разрушения блочного рудного массива необходимо выполнять на основе численной модели, учитывающей форму, расположение блоков и их физико-механические свойства, условия по контактам взаимодействия.

2. Определяющим фактором снижения несущей способности целика в блочном рудном массиве при увеличении его размеров или изменении угла наклона трещиноватости является неоднородность распределения напряжений и деформаций внутри него.

3. Для выбора геомеханически безопасных параметров междукамерных целиков в блочном рудном массиве нужно использовать разработанную методику прогноза их геомеханического состояния, позволяющую учитывать их строение и размеры, анизотропию и масштабный эффект механических характеристик.

Достоверность и обоснованность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждается удовлетворительной сходимостью результатов натуральных наблюдений и экспериментов по исследованию прочности блочного горного массива и вмещающих целиков в сопоставимых инженерно-геологических условиях, применением современных методов механики сплошных и дискретных сред, методов математического анализа для построения геомеханических моделей блочной среды.

Апробация работы.

Основные положения и результаты исследований были представлены на научных конкурсах и конференциях в 2014-2018 гг.: международном европейском симпозиуме Eurock-2018 г. (Горный университет, г. Санкт-Петербург, 2018 г.), международном форуме-конкурсе «Проблемы недропользования» (Горный университет, г. Санкт-Петербург, 2018 г.), VIII международной научно-практической конференция «Инновационные направления в проектировании горнодобывающих предприятий: Геомеханическое обеспечение проектирования и сопровождения горных работ» (Санкт-Петербургский горный университет, г. Санкт-Петербург, 2017 г.), международной научной-практической конференции «Горное дело в XXI веке: технологии, наука, образование», посвященной 185-летию кафедры «горное искусство» (Санкт-Петербургский горный университет, г. Санкт-Петербург, 2017 г.), международной научно-практической конференция «Современные проблемы геомеханики при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов»

(Санкт-Петербургский горный университет, г. Санкт-Петербург, 2017 г.), международном форуме-конкурсе «Проблемы недропользования» (Горный университет, г. Санкт-Петербург, 2016 г.), международной научной конференции «Неделя науки в СПбПУ» (Санкт-Петербург, СПбПУ, Россия, 2015 г.), международной научной школе молодых ученых «Физическое и математическое моделирование процессов в геосредах» (Москва, Институт проблем механики им. А.Ю. Ишлинского РАН, 2015 г.).

Личный вклад автора заключается: в постановке задач исследований; в разработке математических моделей блочного горного массива и их численной реализации; выполнении численных экспериментов и анализе полученных результатов; обосновании методики вычисления механических характеристик блочного рудного массива; в разработке практических рекомендаций по вычислению несущей способности междукамерных целиков, масштабного эффекта и анизотропии механических характеристик блочного массива.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 12 научных работ, в том числе в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России - 3 статьи.

Объем и структура работы. Диссертационная работа состоит из введения, четырёх глав, заключения, списка литературы, включающего 162 наименования, изложена на 150 страницах машинописного текста и содержит 132 рисунка, 19 таблиц.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ СТРОЕНИЯ ТРЕЩИНОВАТОГО ГОРНОГО МАССИВА НА ЕГО МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

1.1 Описание и анализ объекта исследований

Объектом исследования в диссертационной работе является **трещиноватый горный массив**, имеющий блочное строение. Предметом исследований являются целики в трещиноватом массиве, сооружаемые при разработке рудных месторождений полезных ископаемых. Изучение трещиноватого горного массива в контексте современного этапа развития научного направления и промышленности - явление закономерное, так как при строительстве и разработке глубоких рудников и рудников, располагающихся под отработанными карьерами, строительстве тоннелей и подземных коммуникаций предъявляются высокие требования обеспечения безопасности и экономической эффективности строительства, что требует использования современных методов геомеханических расчетов и проведения натурных и численных экспериментов, в которых наиболее комплексно должны учитываться особенности строения и свойства трещиноватого горного массива [1-22,25-43].

Горный массив - основной объект изучения при решении задач геомеханики. В результате освоения подземного пространства в массиве горных пород происходит перераспределение напряженного состояния, поэтому обязательным условием геомеханических исследований является получение комплекса данных о напряжениях, структурных показателях и свойствах вмещающих пород и самого массива. Данный вопрос является принципиальным и рассматривается при решении любой практической геомеханической задачи [1-162]. При изучении массива твердых горных пород с позиции геомеханики, его следует рассматривать в первую очередь как сложную механическую систему, состоящую из пород различного минералогического и литологического состава с существенно отличающимися друг от друга физико-механическими свойствами [8,16,18,22,41,43,84,88,97,101,106,110,129,156,158]. Таким образом, исследования состояния горного массива должны предусматривать: установление принадлежности его к определённому горно-геологическому комплексу пород, детальное изучение механических и физических характеристик отдельных однородных блоков горных пород, характеристик участков, сложенных существенно отличающимися по составу и свойствам горными породами, характеристик структурной нарушенности массива.

Неоднородность трещиноватого горного массива оказывает значительное влияние на его механическое поведение, что обусловлено рядом причин: неоднородностью состава и физического состояния, вызываемых литологической изменчивостью пород в массиве, характером напластования, складчатостью, трещиноватостью, включая отдельные крупные нарушения и зоны дробления, а так же процессы выветривания, гидрогеологический режим, неоднородностью напряженного состояния массива, связанной с действием природных и техногенных факторов, масштабной неоднородностью, обусловленной качественными и количественными различиями свойств горных пород и вычлняемых из массива объемах разной величины [2,18,41,43,52,53]. Механическое поведение, реакция на силовые воздействия трещиноватого (блочного) горного массива определяет его механические характеристики и состояние, которое определяется совокупностью показателей, характеризующих деформируемость, прочность и устойчивость породных массивов при определенном силовом воздействии, т.е. характеризующих уровень развития механических процессов деформирования, перераспределения напряжений и разрушение массива [2].

Трещиноватый горный массив – структурно обособленная область земной коры, участок с некоторыми естественными геологическими границами представляющий собой сумму геологических тел, ограниченных трещинами, представляющую из себя дискретную, не сплошную, неоднородную, анизотропную среду. По мнению Л. Мюллера, горный массив является «системой многих тел» [32]. По определению П.Н. Панюкова, массив горных пород – это часть земной коры, находящаяся в сфере инженерного воздействия, исследуемая с целью определения условий производства инженерных работ и эксплуатации сооружений и обладающая инженерно-геологической структурой, отличной от структуры соседних с ним участков земной коры.

Также определение скального массива сформулировано в терминологическом справочнике Международного общества по механике скальных пород [137], в соответствии с которым: скальный массив - это образовавшийся естественным путем массив скальных грунтов, включающий все нарушения и изменения структуры, сформировавшиеся в течение всего времени его существования. При этом под скальным грунтом понимается материал скального массива между структурными нарушениями.

Скальный горный массив имеет определенную структуру (структурные формы или их сочетания, когда имеется ввиду их влияние на свойства массива, обычно называются структурными факторами):

- условия залегания и взаимоотношения горных пород какого-либо локального участка, созданные в результате движения земной коры;
- строение, обусловленное совокупностью всех структурных форм разного порядка и их пространственным и генетическими взаимоотношениями;
- форму и условия залегания геологических тел;
- элементы строения массива, т.е. форма, условия залегания и взаимного положения горных пород, образующих те или иные геологические тела, а также нарушения сплошности и трещины, выделяющие в массиве отдельные различный размеров. В то же время, горные массивы отличаются не только сложностью внутреннего строения, но и особенностью состояния. К основным показателям состояния массива относятся: характер и степень его трещиноватости, степень выветрелости пород, закарстованность, водонасыщенность, природное напряженное состояние, геотермические условия и т.д.

Отдельно нужно выделить такие особенности горного массива, как **неоднородность и анизотропия**- свойства, признаки, характеризующие распределение и повторяемость направлений тех или иных свойств или характеристик в массиве, так как в работе будет произведен количественный анализ анизотропии механических характеристик массива. Однородным (гомогенное) геологическим телом считается такое тело, где все части имеют одинаковое строение и в любой точке обладают одинаковыми физическими свойствами. Изотропный участок такого тела- материал, который во всех направлениях в пространстве обнаруживает одни и те же свойства с равной интенсивностью (причем эти свойства могут быть разными в разных точках, если тело вместе с тем неоднородно). Изотропия определяется по отношению к какому-либо одному свойству.

Порода, содержащая системы ослаблений - анизотропна и характеризуется векторной диаграммой сопротивления породы сдвигу в различных направлениях при действии различно направленных нагрузок [20, 24]. Выполненный Г.Н. Кузнецовым анализ векторных диаграмм материалов, содержащих несколько систем ослаблений, показал, что с увеличением количества систем трещиноватости, неоднородность прочностных характеристик в различных

направлениях снижается [24]. Поэтому горную породу, содержащую достаточное количество систем трещиноватости, можно в первом приближении рассматривать как квазиизотропную среду, что графически может быть отображено, как показано на рисунке 1.1.

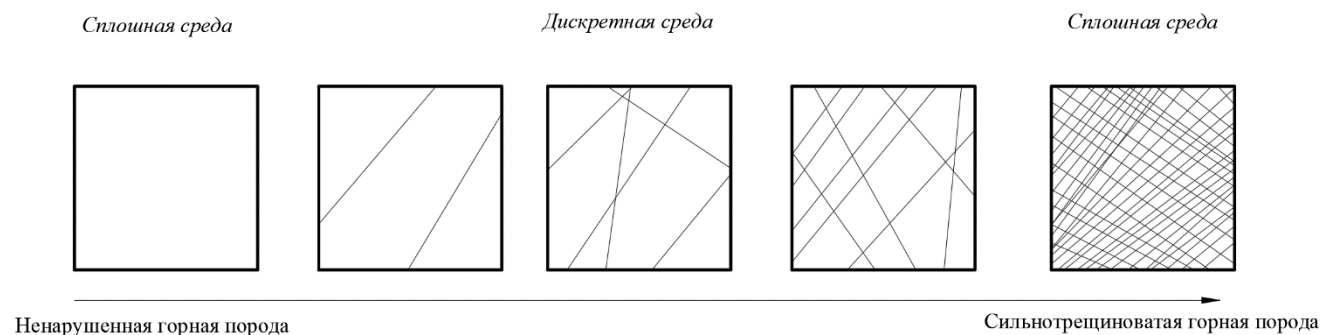


Рисунок 1.1 – Идея представления горного массива сплошной и дискретной средой.

Границы, устанавливаемые между однородными и неоднородными телами, зависят от целей технических или научных задач. Наиболее удачно удовлетворяет требованиям, возникающим при решении инженерных задач, классификация неоднородности [54], которая выделяет неоднородности четырех уровней:

1. Неоднородность четвертого порядка- неоднородность кристаллов, к которой относятся: дефекты кристаллической решетки, дислокация (размеры элемента неоднородности - мм, см).
2. Неоднородность третьего порядка- неоднородность состава и структуры скального массива, под которой понимаются различие в химическом и минеральном составе, форме и размере зерен, наличие микротрещин и т.д. (размеры элемента неоднородности см). С этим порядком неоднородности имеют дело в лабораторных экспериментах.
3. Неоднородность второго порядка- неоднородность структуры и состава скального массива в пределах одной пачки, слоя: переслаивание пород, наличие макротрещиноватости и т.п. (размеры элемента неоднородности 10-1000 см). На ней проводят натурные исследования массива.
4. Неоднородность первого порядка- неоднородность скального массива в пределах одной формации: наличие литологических разностей, зон выветривания, разгрузки, тектонических разрывов (размеры элемента неоднородности от 10 м и более). Неоднородность первого порядка определяет геологическое строение массива.

Скальные массивы относят к категории неоднородных, если в пределах одной литологической разности коэффициент вариации их свойства превышает 25 %. При этом массивы могут быть однородными в отношении одних свойства и неоднородными в отношении других.

Неоднородность скальных массивов является причиной анизотропии его характеристик, которая также оказывает существенное влияние, как на механическое поведение самого массива, так и на работу сооружения, с которым он взаимодействует. По аналогии с неоднородностью выделяется также четыре порядка геометрической анизотропии [3]:

1. Анизотропия четвертого порядка- обусловленная анизотропией кристаллов;
2. Анизотропия третьего порядка- определяемая ориентировкой зерен минералов, слагающих породу, а также ее мелкой внутренней слоистостью;
3. Анизотропия второго порядка- связанная с макротрещиноватостью в внешней слоистостью;

4. Анизотропия первого порядка- обусловленная упорядоченным залеганием пород в виде серии блоков, разделенных тектоническими разрывами.

Большое практическое значение структуры скального массива связано с ее существенным влиянием на дискретность, неоднородность, анизотропность и напряженное состояние массива, его физико-механические параметры. При изучении массива с позиции геомеханики, его целесообразно рассматривать как сложную механическую систему, состоящую из пород различного минералогического и литологического состава с существенно отличающимися друг от друга физико-механическими свойствами для того, чтобы понимать и иметь возможность отслеживать механизмы его разрушения [25].

Трещинами являются все поверхности отдельности в горных породах, вдоль которых нарушена связность массива, независимо от того, открыты или закрыты, распространяются на десятки метров или на несколько сантиметров, имеют ровную или неровную поверхность. Трещины являются нарушениями сплошности скального массива, представляющие собой с точки зрения механики поверхности раздела, на которых имеет место разрыв поля деформаций.

Выделяют трещины тектонические, кливажные, гравитационные, выветривания, технологические и другие. Трещины взаимно смещены в породном массиве и придают ему блочное строение со слабыми связями между жесткими и прочными блоками.

По происхождению различают трещиноватость естественную и искусственную. Естественная трещиноватость горных пород связана с особенностями их образования и последующих изменений, вызванных эндогенными и экзогенными процессами, а также выветриванием. Искусственная трещиноватость формируется в результате влияния на породный массив взрывных работ при сооружении подземных выработок, либо является следствием хрупкого разрушения горных пород от напряжений, действующих вокруг образованного подземного сооружения.

По геометрической классификации трещины характеризуются длиной, шириной, шероховатостью и извилистостью стенок, а также пространственной ориентацией в породном массиве. Различаются трещины открытые (зияющие, незаполненные) и заполненные. По взаимной ориентации трещин различают упорядоченную (рисунок 1.2a) и неупорядоченную (хаотическую) (рисунок 1.2b) трещиноватость, возможны промежуточные частные случаи строения (комбинированные системы).

При упорядоченной трещиноватости всегда можно выделить одно или несколько направлений преимущественного распространения трещин. В свою очередь упорядоченную трещиноватость подразделяют на системную при наличии нескольких систем трещин и полигональную, состоящую из одной системы трещин и множества трещин, перпендикулярных одной общей оси. Неупорядоченная трещиноватость характеризуется тем, что в ней нельзя выделить направление преимущественного распространения трещин.

Трещины, располагаясь в массиве горных пород на определенном расстоянии друг от друга, пересекаются, в результате чего массив (или его часть) с характерным размером H оказывается расчлененным на множество структурных блоков со средним размером h . Отношение H/h называют интенсивностью трещиноватости или её частотой. Для количественной оценки трещиноватости используются линейный, площадной и объемный коэффициенты. Они представляют собой отношение единиц длины, площади или объема к среднему расстоянию между соседними трещинами, к площади S_{cp} или к объему структурного блока V_{cp} .

Трещиноватость, слоистость, сланцеватость, наличие различного рода включений, дефектов и т. д. приводят к появлению неоднородности и анизотропии породного массива. Трещиноватость в скальных массивах наблюдается на всех уровнях, начиная с микродефектов и заканчивая макротрещинами различных порядков. То же можно сказать и о неоднородности, которая является следствием не только литологических изменений в породном массиве, но и результатом процессов воздействия окружающей среды. Именно по этой причине увеличение размеров рассматриваемого фрагмента скального массива, приводит к изменению его структуры, поскольку в объем включаются все новые трещины и неоднородности более крупного порядка. Возрастание объема фрагмента приводит к изменению его механических характеристик.

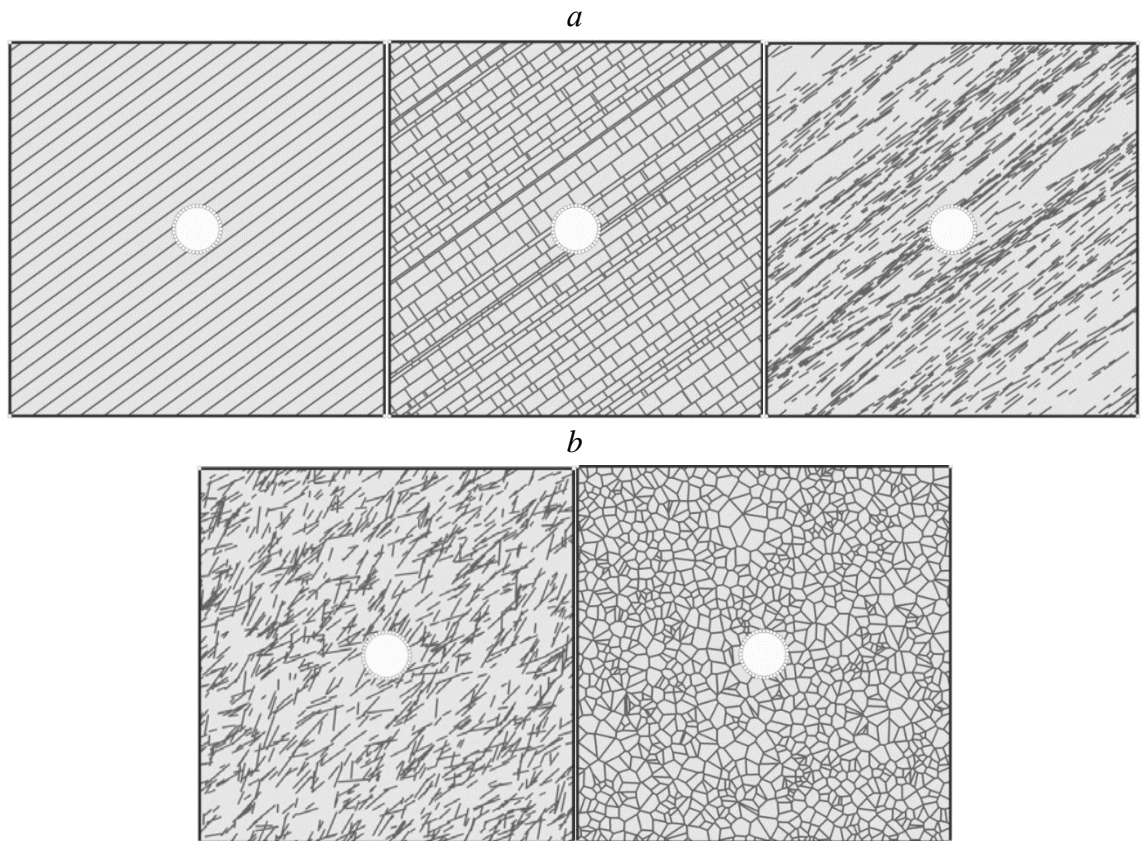


Рисунок 1.2– Схемы трещиноватости породного массива
a – упорядоченная трещиноватость; *b* – хаотичная трещиноватость.

В результате натуральных экспериментов практические исследования выявила систематическое расхождение результатов лабораторных определений модуля деформации горных пород с получаемыми в натуре [43]. Разница в различии значительна – получаемые в натуре свойства оказываются в несколько раз (а зачастую и в десятки раз) меньшими, чем определяемые на образцах. Общепризнанным стало положение, что основной причиной расхождения между натурными и лабораторными результатами является влияние макротрещиноватости горных пород [43]. Ряд работ посвящен выявлению общей закономерности снижения величин модуля деформации как функции трещиноватости [106,107,117,132,151,152,156,158,162]. Аналогичная зависимость выявлена и для прочностных показателей горного массива, так результаты лабораторных экспериментов над образцами горной породы не соответствуют таким же показателям применительно к горному массиву [22,41,62,68-72,74-76,84,88,90,94,97,102,106,151,159,162].

Трещины в горном массиве являются наиболее распространенной геологической структурой [57,58]. Они встречаются в массиве в наборах, системах, ориентированных в пространстве в различных направлениях и располагающихся параллельно или с примерно регулярной частотой. Так в результате сложного разделения системами трещин массив приобретает блочное строение. Трещины в горном массиве встречаются на всех масштабных уровнях, а расстояние между ними может варьироваться от сантиметров до десятков метров [101].

По протяженности в работе [41] выделяются пять классов трещин: дефекты кристаллической решетки, микротрещины, макротрещины, разрывы и крупные тектонические разрывы. Принято выделять по взаимной ориентировке трещин следующие системы трещиноватости: системные, полигональные, хаотичные. Геологические структуры трещиноватого горного массива, прерывающие сплошность массива, можно рассматривать как трещину. Размеры таких трещин варьируются от нескольких миллиметров до десятков километров, что наглядно продемонстрировано ниже (рисунок 1.3).

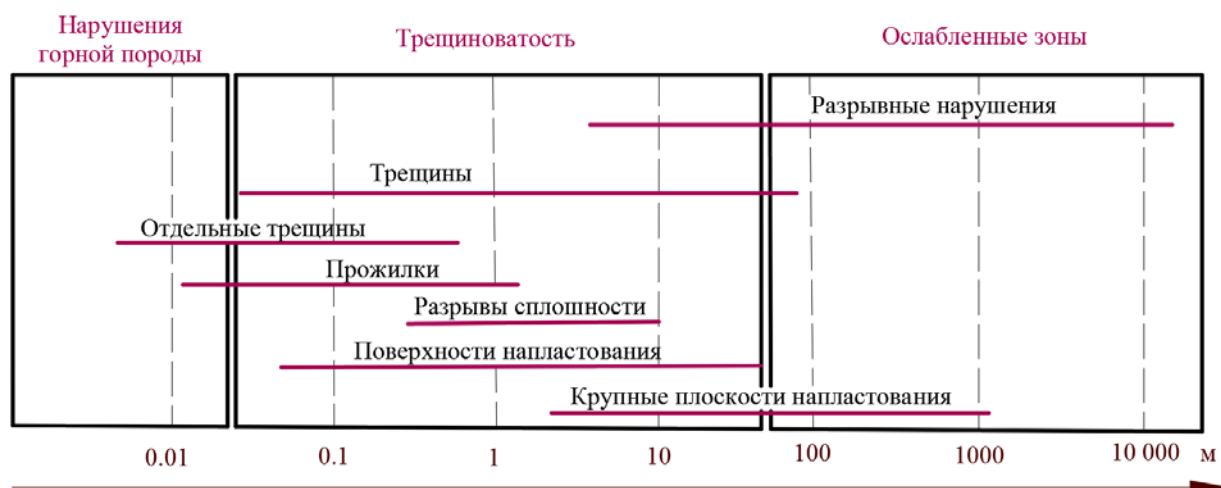


Рисунок 1.3 – Основные виды нарушений, приведенные в зависимости от их протяженности [129].

Имея ввиду размеры исследуемых породных массивов, вмещающих подземные сооружения, первые два класса трещин (дефекты кристаллической решетки и микротрещины) можно не рассматривать, так как их влияние интегрально учитывается при испытании породных образцов. Разрывы имеют длину от 100 м до 10 км, а крупные тектонические разрывы измеряются длиной от 10 км до 100 км. Поэтому последние два класса трещин относятся к структурным ослаблениям по поверхностям большой протяженности и могут не рассматриваться при оценке механических свойств исследуемых породных массивов. Таким образом, предметом рассмотрения являются макротрещины, называемые для краткости трещинами с размером от 0,1 до 100 м. Очевидно, верхний предел протяженности трещин до 100 м относится к анализу деформируемости больших породных массивов (при гидротехническом строительстве, при подработке перекрывающей породной толщи и т. д.). При анализе процессов деформирования и разрушения вокруг горных выработок целесообразно верхний предел протяженности трещин ограничивать 10-20 м. При геомеханическом анализе параметров системы разработки рудных месторождений величина учитываемых при расчете трещин должна быть сопоставима с размерами выработок большого сечения или габаритами целиков, что и производится в диссертационном исследовании.

При проектировании сооружений различного назначения в трещиноватом горном массиве инженер должен рассматривать его строение, как представляющее собой композицию из некоторого числа блоков горной породы, разделенных различными типами нарушений и образующими геологические структуры. При решении инженерной задачи применительно к условиям трещиноватого горного массива нужно учитывать механические и физические характеристики горной породы и механические характеристики по контакту взаимодействия блоков этой породы. Горный инженер, имея в качестве исходных данных результаты лабораторных экспериментов, задается вопросом, как свойства образцов горной породы связаны с аналогичными показателями трещиноватого горного массива. Прежде чем ответить на этот вопрос, нужно отметить, что свойства массива будут значительно отличаться от механических характеристик горной породы. Однако, это не значит, что учитывать ее характеристики не нужно при рассмотрении с инженерной позиции трещиноватого горного массива. В случае, если трещины в массиве редко расположены, то и влияние их на механические характеристики массива будут меньше. Так же справедливо обратное утверждение, то есть свойства взаимодействия горной породы вдоль трещины имеют большее значение, чем свойства горной породы, образующей массив [70]. Главной трудностью является переход от теоретических рассуждений к вычислению и определению количественных показателей разницы величин механических характеристик горной породы и трещиноватого горного массива. Идеализированное представление различных масштабных уровней в горном массиве показано ниже на рисунке 1.4.

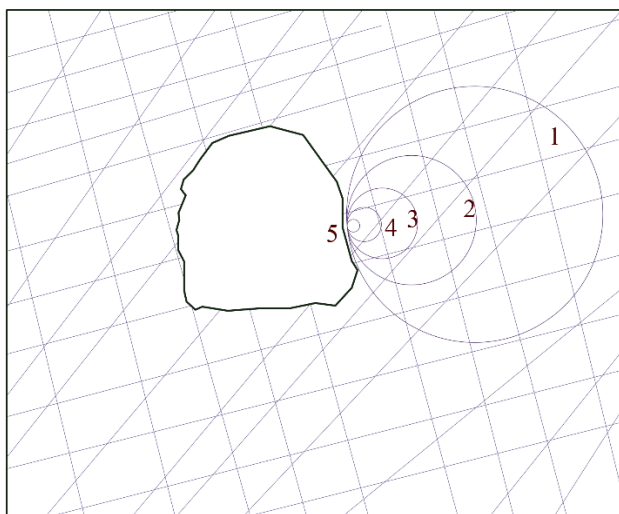


Рисунок 1.4– Идеализированная иллюстрация переходов от ненарушенной горной породы к сильно трещиноватому горному массиву по мере увеличения рассматриваемого объема [76], где 1- горный массив, 2- массив с несколькими трещинами, 3 – массив с двумя системами трещиноватости, 4 - одиночная трещина, 5- образец горной породы.

Авторы работы [96] пишут о том, что недостатки при характеристике геологических данных участка горного массива представляют серьезное препятствие для проектирования, строительства и эксплуатации подземных сооружений, так как геологическое описание массива включает идентификацию и геометрическое построение системы трещин. Сообщество ISRM [161] предложило метод для количественного описания и характеристики трещиноватости в горном массиве, который включает десять параметров: ориентация- расположение трещин в пространстве, положение трещины в пространстве описывается углом и направлением падений;

расстояние между трещинами- длина перпендикулярной линии между трещинами. Обычно это расстояние принимается, как средняя величина расстояний в наборе трещин; стойкость или постоянство- длина следа трещины при рассмотрении в системы трещиноватости, как экспозиции; шероховатость стенок трещины- волнистость стенок трещины прочность материала стенки трещины; толщина трещины- перпендикулярное расстояние между стенками одной трещины; материал внутри трещины- материал, находящийся между стенками одной трещины. Как правило таким материалом может быть песок, глина, милонит и др.; водонасыщенность- поток воды или свободной влаги в разрывах или в горном массиве; количество наборов трещиноватости- количество систем трещиноватости, которые пересекаясь образуют общую систему трещиноватости горного массива; размер блока горного массива- размер элементарного ненарушенного блока горной породы, образованного пересечением трещиноватости.

По мнению Мюллера [32] для характеристики трещин важны следующие признаки: *положение трещин в пространстве*- всегда господствуют определенные направления трещин. Если разброс внутри одного такого семейства небольшой, то в учении о структуре говорят о упорядоченности, а в других случаях о нестрогой или слабой упорядоченности. Особенно строго распределены трещины слоистости или сланцеватости. Параметры: Простирание, падение, угол падения. *Густота сети трещин*-характеризует степень расчлененности горной массы. Чем она выше, тем меньше прочность массива по сравнению с прочностью слагающей его породы. Чем сильнее раздроблен горный массив, тем меньше в нем скорость распространения звука и сильнее затухание упругих волн. *Пространственное распространение трещин*-сравнительно большая протяженность в пространстве трещин одной и тоже системы, как показывает опыт и теоретические предпосылки, повышает их геомеханическое значение. Широкие трещины облегчают скольжение и сдвиговые движения горных масс. Кроме того, они в значительно большей степени способствуют образованию каналов, источников и путей просачивания воды. Поэтому важно различать массивы с крупными, средними и мелкими трещинами, подразумевая под этим расстояние между трещинами. *Степень расчленения трещинами горной породы*- качественно- частота пронизывания массива одной трещиной до встречи ее с другой. Чем чаще отдельные трещины простираются до встречи с другими трещинами, т.е. чем плотнее сеть трещин, тем большей свободой движения обладают отдельные части трещиноватого тела, на которые сеть трещин разделяет горный массив. Вообще с полным правом говорить о частях трещиноватого тела мы можем только тогда, когда все или по крайней мере большая часть трещин характеризуется высокой степенью расчлененности. Если сеть трещин частично или в значительной мере остается открытой, т.е. многие трещины слепо заканчиваются в породе, то горный массив сохраняет хорошую механическую связность. *Ширина раскрытия трещин*-она предопределяет сжимаемость и склонность горного массива или его частей к сдвигу в различных направлениях, а также его водопроницаемость, тем более что раскрытие различных систем трещин, как правило, неодинаково. *Заполнение* – материал, заполняющий трещины. Природа заполнения определяет подвижность горного массива по трещинам, которая собственно и обуславливает подвижность частей. *Габитус стенок трещин*– внешний вид стенок, их форма, шероховатость.

1.1.1 Общая характеристика блочного горного и рудного массивов

Геологические условия образования и залегания горных пород придают им те структурно-механические особенности (трещиноватость, блочное строение, слоистость и др.),

учет которых по испытаниям образцов, отделенных от массива, представляется затруднительным [61]. Иными словами, информация о механических свойствах горных пород и породных образцов является необходимой, но недостаточной для оценки механических свойств породных массивов (их деформируемости и прочности), которые используются в последующих инженерных расчетах горных выработок и подземных сооружений.

В горных породах наблюдаются следующие формы блоков: параллелепипедная и кубическая (слабодислоцированные осадочные породы); призматическая и столбчатая (базальт и покровные суглинки); плитообразная и матрацевидная (массивно-кристаллические породы); ромбоидальная (осадочные сильнодислоцированные и интрузивные породы); чечевицевидная (метаморфические и глинистые сланцы); шаровая (крепкие породы в зоне выветривания и конкреционных включений в толще осадочных пород) [25]. Основные образующие элементы массива дифференцируются [126] в соответствии геометрическими параметрами (таблица 1).

Таблица 1–Образующие массив идеализированные структурные элементы.

№	Основной элемент	Промежуток ранжирования размера	Структура	Рассматриваемая область
1	Кристаллическая решетка	10^{-7} мм	Микроструктура	Электронный микроскоп
2	Минеральное зерно	Мкм-см	Зерновая структура горной породы	Микроскоп, тестовый образец
3	Горная порода	См-10 м	Массивная порода	Каменный орнамент, строительный элемент, тестовый образец
4	Трещиноватый горный массив	См-10 м	Массив, шаблонная система трещиноватости	Основания, небольшие подземные структуры, тестовые образцы горного массива
5	Геолого-тектонические элементы	10 м- 1 км	Горный массива между крупными тектоническими нарушениями	Уклоны, тоннели, большие подземные сооружения, горные предприятия, нефти и газовые хранилища
6	Геолого-тектонические элементы крупного размера	Более 1 км	Региональные плиты	

Трещины имеют значительное влияние на деформационные и прочностные характеристики горного массива, в природе наиболее часто встречаются ниже приведенные типы трещин (рисунок 1.5), где дифференциация ведется по принципу кривизны поверхности контакта и наличия заполнителя [156].

Трещины придают горному массиву дискретный характер и тем самым обуславливают принципиальное отличие всех свойств массива от соответствующих свойств породы в образце. Так, по данным Г.А. Голодковской и Л.В. Шаумян, с ростом трещинной пустотности существенно увеличиваются значения различия физико-механических параметров, замеренных в натуре (in-situ) и в образцах, а также сглаживаются различия в физико-механических свойствах отдельных петрографических разностей. Существуют примеры установленных

зависимостей влияния степени трещиноватости на характер и величину масштабного эффекта механических характеристик. Свойства пород в образцах во многих случаях, возможно, больше связаны с микротрещиноватостью, чем с макротрещиноватостью, однако все они могут быть обусловлены действием одних и тех же факторов.

Изменение трещиноватости и напряженного состояния массива с глубиной обуславливает вертикальную зональность деформационных свойств скальных массивов. На глубине массив становится более упругим вследствие большего обжатия трещин, а на очень больших глубинах упругие свойства пород могут перейти в ползучесть и проявление пластичного поведения.

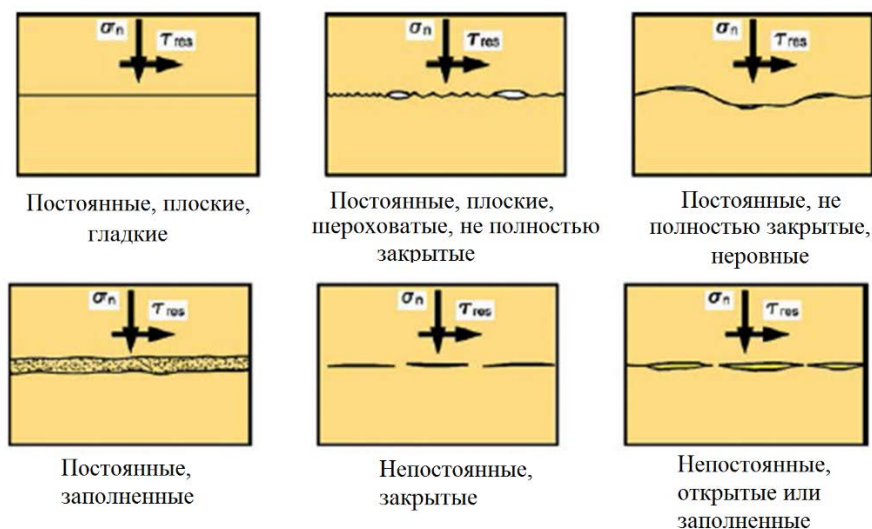


Рисунок 1.5 – Строение трещин в разрезе [156].

Устойчивость выработки в нарушенного породном массиве в основном определяется следующими тремя факторами:

- степенью трещиноватости породного массива (расстояние между параллельными трещинами, размеры блоков);
- состоянием поверхностей ослабления (степень шероховатости, наличие заполнителя, обводненность и т.д.);
- напряженным состоянием породного массива.

В практике оценки структурной нарушенности породного массива получили распространение следующие рейтинговые системы оценки его качества (таблица 2).

Таблица 2– Основные рейтинговые системы оценки структурной нарушенности породного массива.

№	Наименование классификации	Автор и дата	Страна	Область применения
1	Rock Load	Terzaghi, 1946 [138]	США	Тоннели со стальной крепью
2	Stand-up time	Lauffer, 1958 [115]	Австрия	Тоннели
3	NATM	Pacher, 1964 [127]	Австрия	Тоннели
4	Rock quality design (RQD)	Deere, 1972 [82]	США	Тоннели
5	RSR concept	Wickham, 1972 [153]	США	Тоннели
6	RMR (Геомеханическая)	Bieniawski, 1973 [70] Weaver, 1975	Южная Африка	Тоннели, рудники, карьеры, основания

№	Наименование классификации	Автор и дата	Страна	Область применения
	классификация)	Laubscher, 1977 [114] Ghose и Raju, 1981 Morenko Tallon, 1982 Kendorski, 1983 Nakao, 1983 Serafim и Pereira, 1983 [143]	Южная Африка Южная Африка Индия Испания США Япония Португалия	фундаментов Рудники Рудники Выветривания Угольные шахты Тоннели Рудники в прочных породах Тоннели Фундаменты
7	Q-system (Q-system extensions)	Barton, 1983 [74] Kirsten, 1982 Kirsten, 1983	Норвегия Южная Африка Южная Африка	Тоннели, камеры Устойчивость обнажений Тоннели
8	Strenght-size	Franklin, 1975	Канада	Тоннели
9	Basic geotechnical description	International Society for Rock Mechanics, 1981 [102]	-	-
10	Unified Classification	Williamson, 1984 [154]	США	-

1.1.2 Оценка структурной нарушенности породного массива с помощью коэффициента структурного ослабления

Одна из наиболее простых методик оценки структурной нарушенности породного массива представлена в СП 91.13330.2012 (СНиП II-94-80) [46], которая позволяет определить коэффициент структурного ослабления породного k_c на основании информации только о среднем расстоянии между поверхностями ослабления (таблица 3).

Таблица 3– Взаимосвязь между структурной нарушенностью породного массива и коэффициентом структурного ослабления k_c [46].

№	Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород, м	Значение коэффициента k_c
1	свыше 1.5	0.9
2	менее 1.5 до 1.0	0.8
3	менее 1.0 до 0.5	0.6
4	менее 0.5 до 0.1	0.4
5	менее 0.1	0.2

На основании полученного значения коэффициента структурного ослабления приведена формула для расчета прочности породного массива $R_{сж}^M$:

$$R_{сж}^M = k_c k_d R_{сж}^0, \quad (1-1)$$

где $R_{сж}^0$ – прочность ненарушенной породы; k_c – коэффициент структурного ослабления; k_d – коэффициент длительной прочности.

В СП 122.13330.2012 [45] предложен схожий подход для определения показателя прочности породного массива. В расчет вводится коэффициент α , который позволяет учесть влияние трещиноватости породного массива, исходя из прочности ненарушенной породы на сжатие (таблица 4) и категории трещиноватости пород (таблица 5), которая определяется в зависимости от густоты трещин.

Таблица 4– Взаимосвязь между коэффициентом структурного ослабления α и показателями прочности и структурной нарушенности породы [45].

Категория массива скальных пород по степени трещиноватости	Коэффициент α при пределе прочности породы на сжатие (МПа)				
	10	20	40	80	160
I – практически не трещиноватые	1.7	1.4	1.2	1.1	1.0
II – малотрещиноватые	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8
III – среднетрещиноватые	1.2	0.9	0.7	0.6	0.5
IV – сильнотрещиноватые	0.9	0.7	0.5	0.4	0.3
V – раздробленные	0.7	0.4	0.3	0.2	0.1

Таблица 5– Категория пород в зависимости от трещиноватости [45].

Трещинная пустотность, %	Категория пород при густоте трещин, м			
	очень редкой (более 1.0)	редкой (1.0 – 0.3)	Густой (0.3 – 0.1)	очень густой (менее 0.1)
Малая – (менее 0.3)	I	II	III	IV
Средняя – (0.3 – 1.0)	II	III	IV	IV
Большая – (1.0 – 3.0)	III	IV	V	V
Очень большая – (более 3.0)	IV	V	V	V

О.В. Тимофеевым предложена методика оценки структурной нарушенности породного массива [53] через коэффициент структурного ослабления k_c , который зависит не только от трещиноватости породного массива, но и учитывает размеры рассматриваемого породного обнажения. При проектировании выработок коэффициент структурного ослабления k_c определяется по данным количественного анализа трещиноватости горного массива отдельно для кровли и боков выработки с учетом ее поперечных размеров (B , H – ширина и высота выработки) и среднего расстояния между трещинами l_T (рисунок 1.6).

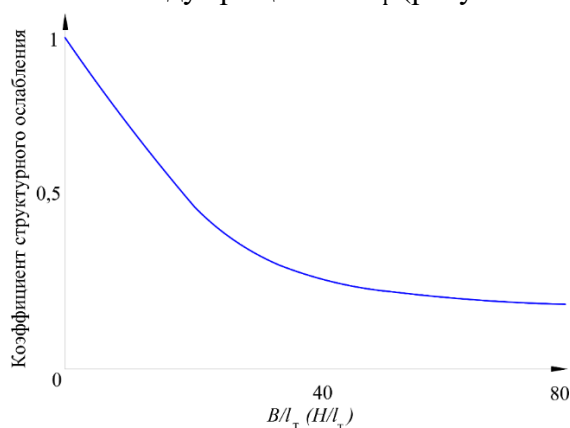


Рисунок 1.6– Зависимость k_c от степени трещиноватости пород: B/l_T – для кровли выработки; H/l_T – для боков выработки.

На сегодняшний день механическое поведение трещиноватого горного массива изучено еще недостаточно для получения научно-обоснованных решений по вычислению коэффициента структурного ослабления. Такое утверждение подтверждается применением инженерами при проектировании для определения свойств трещиноватого горного массива коэффициента структурного ослабления, основанного только на одной характеристике – расстоянию между трещинами.

1.1.3 Оценка структурной нарушенности породного массива по методике Дири (RQD)

Оценка структурной нарушенности по методике Дири (RQD – индекс качества породы) выполняется на основе визуального наблюдения и геометрических замеров трещиноватости [80-82]. В общем случае значение RQD определяется как соотношение длины кусков керна $l_{(>10\text{см})}$ длиной более 10 см к его общей длине $l_{\text{керна}}$:

$$RQD = \frac{\sum l_{(>10\text{ см})}}{l_{\text{керна}}}. \quad (1-2)$$

Качественная оценка состояния породного массива на основании показателя RQD представлена в таблице ниже (таблица 6).

Таблица 6– Оценка состояния породного массива на основании показателя RQD

Значение показателя RQD	Количество трещин проходящих через 1 м ³ породы	Описание
0-25%	> 27	Очень плохое состояние породного массива
25-50%	20 – 27	Плохое состояние породного массива
50-75%	13 – 19	Среднее состояние породного массива
75-90%	8 – 12	Хорошее состояние породного массива
90-100%	0 – 7	Очень хорошее состояние породного массива

Показатель RQD прямо пропорционально зависит от числа трещин, и его значение в значительной степени зависит от направления выполняемых замеров. Для повышения достоверности определения показателя RQD и снижения влияния направления замеров, Пальстромом [128] было предложено выражение для его расчета на основании количества трещин в рассматриваемом объеме породы:

$$RQD = 110 - 2.5J_v, \quad (1-3)$$

где J_v – показатель объемной трещиноватости, который определяется суммированием всех трещин в единице объема (формула имеет смысл для значений J_v в диапазоне от 4 до 44). На основании полученного значения показателя RQD можно установить взаимосвязь между структурной нарушенностью породного массива и механическими характеристиками породного массива. Однако, несмотря на то, что такая взаимосвязь действительно есть, диапазон изменения механических свойств породного массива для конкретного значения RQD столь широк, что использовать такие зависимости на практике не представляется возможным. Несмотря на то, что структурную нарушенность породного массива не рекомендуется

оценивать, полагаясь только на показатель RQD , этот показатель входит в качестве одного из базовых показателей в комплексные рейтинговые системы (рисунок 1.7).

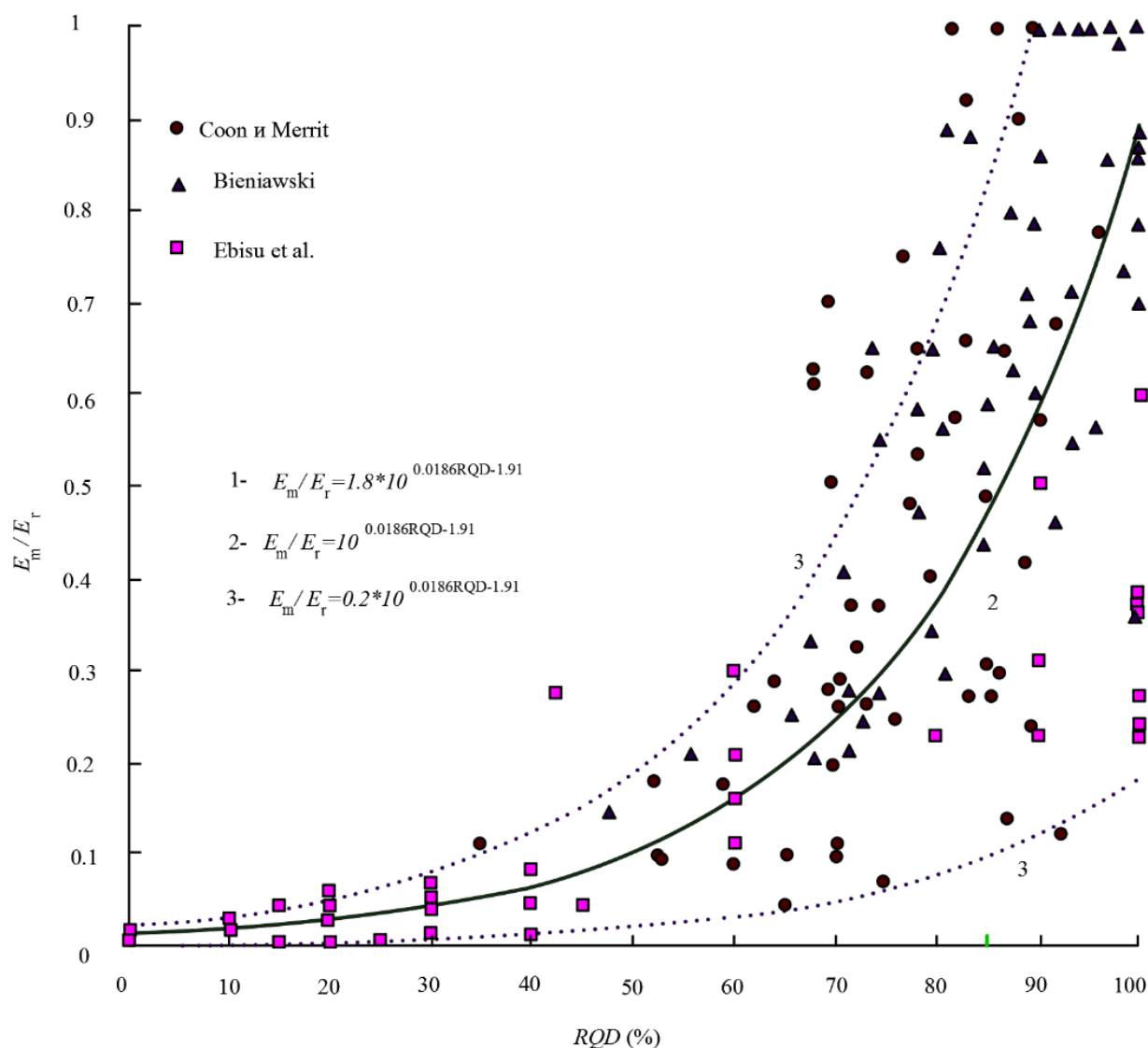


Рисунок 1.7 – Зависимость между показателями RQD и отношением модулей деформации массива горной породы к модулю деформации образца [76].

1.1.4 Прочностные свойства и критерии прочности горного массива

Прочность трещиноватого массива имеет промежуточное количественное значение между прочностью ненарушенной горной породы и прочностью контакта по трещине, и при этом с ростом уровня напряжений влияние трещиноватости снижается, так как при количественном увеличении показателей напряжения при объемном напряженном состоянии прочность массива увеличивается [60, 125, 134], что проиллюстрировано на графике ниже (рисунок 1.8). Аналогичный вывод был сделан Г.Л. Фисенко [55].

Прочность пород зависит не только от напряжений, но и от величины деформации. Исследования характера деформирования структурно ослабленных сред в условиях объемного напряженного состояния, выполненные Г.Н. Кузнецовым [24], свидетельствуют, что при значительных деформациях среды (модели из эквивалентного материала) происходит образование трещин, не совпадающих с

направлением первоначально существовавших поверхностей ослабления, и дальнейшее деформирование среды происходит как квазиизотропного тела.

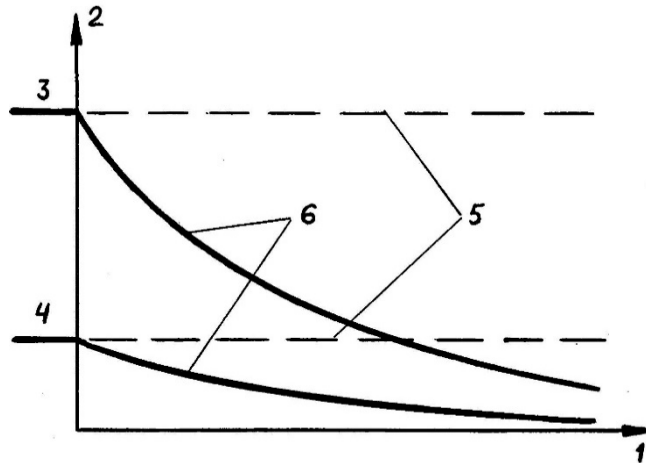


Рисунок 1.8- Влияние на прочность трещиноватости (1 – фактор снижения прочности массива; 2 - прочность; 3 - прочная порода; 4 - слабая скала; 5 - прочность монолита; 6 - прочность скального массива) [125].

Для вычисления прочности горного массива разработано большое количество эмпирических критериев прочности, некоторые из которых отображены в таблице 7.

Таблица 7 - Формулы вычисления прочности горного массива [83].

№	Название критерия	Математическое выражение	Ссылка
1	Hoek-Brown- RMR_{76}	$\sigma_1 = \sigma_3 \sqrt{e^{\frac{RMR-100}{9}}}$	[94]
2	Yudhbir – RMR_{76}	$\sigma_1 = \sigma_3 e^{[7,65(\frac{RMR-100}{100})]}$	[160]
3	Sheorey - RMR_{76}	$\sigma_1 = \sigma_3 e^{[(\frac{RMR-100}{20})]}$	[144]
4	$MRMR$	$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{(MRMR - rating\ for\ \sigma_3)}{100}$	[114]
5	Q	$\sigma_1 = 5\rho \left(Q \frac{\sigma_3}{100}\right)^{1/3}$	[75]
6	N	$\sigma_1 = \frac{5,5 \cdot \rho \cdot N^{1/3}}{B^{0.1}}$	[145]
7	RMi	$RMi = \sigma_3 \cdot JP$	[129]
8	Hoek-Brown- GSI	$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot e^{\left[\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)^{\frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})} \right]}$	[95]

Прочность скального массива можно рассматривать как естественную прочность, которая, так же, как и анизотропия, определяется характером связей между элементарными

блоками, образующими массив. Деформируемость и анизотропность скального массива, значения, характеризующие его модуль деформации и коэффициент Пуассона, зависят главным образом от внутренних перемещений отдельных блоков в пределах скального массива [101]. За величину предела прочности породы на сжатие или растяжение принимают отношение максимального воздействия, которое воспринимает испытуемый образец (сжимающего или растягивающего), к исходной площади его поперечного сечения:

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{P_{\text{сж}}}{S}, \quad (1-4)$$

где $\sigma_{\text{сж}}$ – прочность на сжатие, Па;

$P_{\text{сж}}$ – сжимающее усилие, Н;

S – площадь, м².

1.1.5 Масштабный эффект

Масштабным эффектом называется вариация результатов экспериментов в зависимости от размера образца горной породы или её массива. Койфман М.И. сформулировал определение масштабного эффекта следующим образом [21]: «Масштабный эффект – это принципиальные закономерности, а также конкретные для различных пород и углей количественные зависимости, характеризующие изменение в зависимости от линейных размеров (площади сечения, объема) образцов горных пород или частей горного массива реальных механических свойств, всегда в той или иной степени неоднородных, трещиноватых и пористых пород и углей со всеми присущими им природными структурными дефектами и поверхностными изменениями». Так как горный массив является неоднородной, анизотропной и несплошной средой, то определение ее характеристик, в том числе и механических, всегда будет сопровождаться неопределенностями по причине неизвестной в высокой степени точности граничных условий. Поверхностный масштабный эффект существенно проявляется при испытаниях образцов малых размеров. В зависимости от характера поверхностных дефектов он может в одних случаях усилить главный масштабный эффект, а в других – уменьшить. При переходе же от образца к массиву основным является главный масштабный эффект. Реальные твердые тела всегда содержат внутренние дефекты в виде вакансий, дислокаций, трещин, включений микрообъемов разной прочности, распределенных по объему случайным образом. Чем больше объем тела, тем больше вероятность наличия в нем большего количества дефектов, соответственно, тем вероятнее, что прочность его будет ниже.

Проведенные ИГД им. А.А. Скочинского в 1961 г. испытания образцов из шурфов, взятых из целиков Центрального и Сонкульсайского блоков на глубине 155 и 210 м, показали очень большой (50-100% от средних значений) разброс показателей прочности образцов и массива [19]. Все целики, оставляемые при камерных системах разработки, состоят из отдельных породных пачек мощностью, зависящей от размеров образующих блоков с относительно разными литологическими составами пород, все горные породы разбиты открытыми и закрытыми микро- и макротрещинами, образующими структурные отдельности. Такое строение определяет прочностные свойства целиков. Микротрещиноватостью пород объясняется большой разброс показателей прочности при испытании образцов, изготовленных из породных шурфов. Испытания прочности образцов показали, что величина разброса показателей при сжатии обычно составляет 20-30%, а для особенно трещиноватых пород доходит до 40 %. Поэтому для получения средних прочностных значений необходимо

значительно увеличивать объем испытаний и для обработки результатов испытаний применять метод математической статистики.

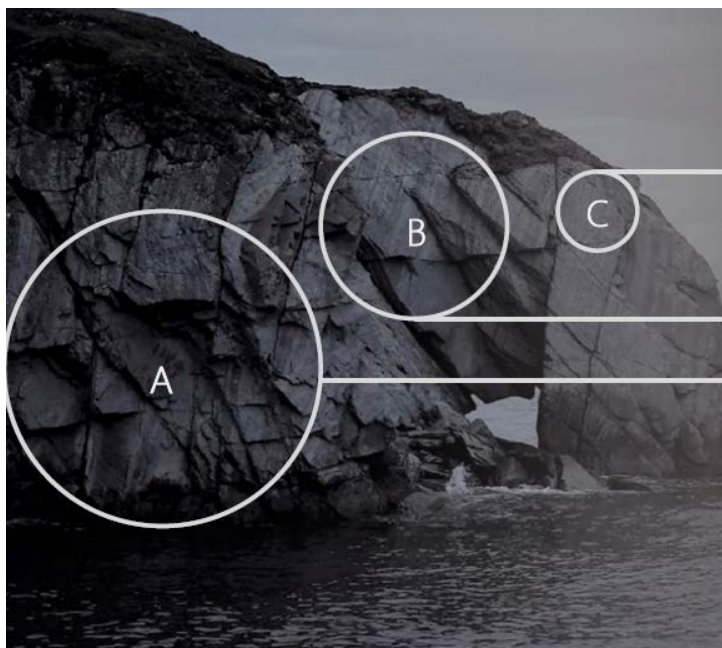


Рисунок 1.9 – Масштабная зависимость свойств трещиноватого горного массива – концепция формирования репрезентативного элементарного объема.

Микротрещиноватость пород влияет на изменение прочностных показателей образцов пород в зависимости от масштабного фактора. Выполненное и обобщённое исследование М.И. Койфмана показывает, что увеличение размеров образцов приводит к увеличению или снижению прочности материала на сжатие, что зависит от наличия и характера микротрещиноватости (рисунок 1.10) [19].

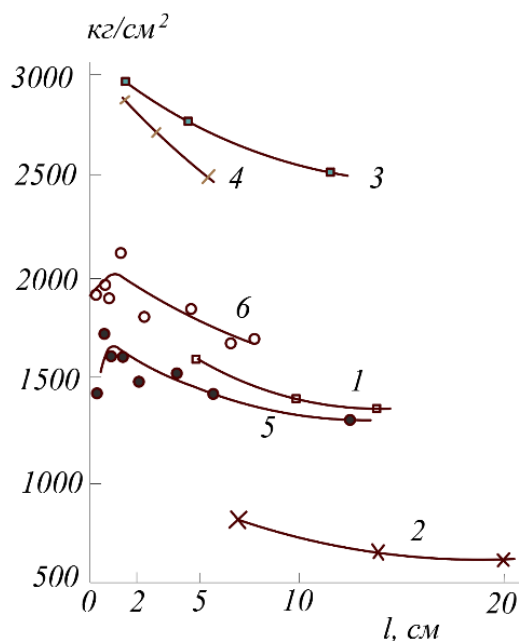


Рисунок 1.10 - Масштабный эффект при сжатии образцов горной породы: 1- известняк (данные М.И. Койфмана); 2- известняк (данные Гобера); 3 - гранит (данные М.И. Койфмана); 4 - базальт (данные Бухарца и Зенгера); 5 - мрамор (данные Е.И. Ильницкой); 6 - габбро (данные Е.И. Ильницкой) [19].

Образцы горной породы, испытываемые в лабораторных условиях, имеют размер меньший, чем блоки горной породы, образующей массив. Количественно лабораторные и натурные исследования на относительно небольшого габарита образцах горной породы не включают трещиноватость, эффект которой частично изучен в ряде работ [63,67,92,104-106,110,126,132,151]. В работе [73] приведены данные натурных экспериментов по вычислению масштабного эффекта прочности на сжатие различной горной породы (железной руды [103], диорита [135], угля [69]), где в результатах исследований наблюдается одинаковая тенденция снижения прочности по мере увеличения размера испытываемого образца (рисунок 1.11).

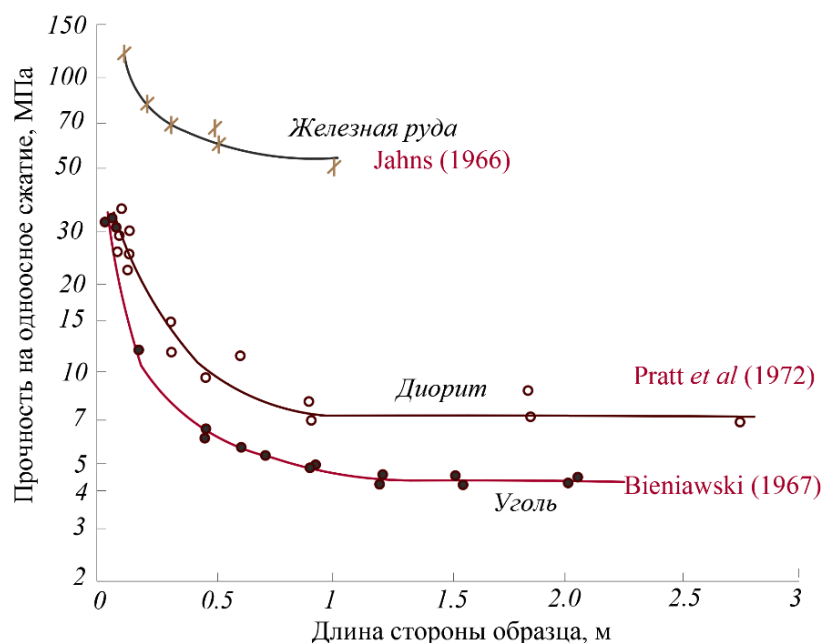


Рисунок 1.11 - Масштабный эффект прочности на сжатие, полученные по результатам натурных экспериментов различными исследователями [73].

Исследования, посвященные изучению деформирования трещиноватых или блочных массивов немногочисленны вследствие высокой трудоемкости и стоимости. Анализ экспериментальных данных испытания крупногабаритных породных образцов в натуральных условиях в режиме заданной деформации показал, что в процессе их деформирования и разрушения возникают качественно сопоставимые стадии деформирования, как и при испытании зерна горной породы. В то же время крупноблочные образцы характеризовались меньшей прочностью, более "плавным" деформированием, близкой к остаточной прочности [33,73,92].

1.1.6 Репрезентативный элементарный объем

Масштабная зависимость прочностных и деформационных характеристик горного массива, обоснованная наличием структурных особенностей в виде трещиноватости, может быть описана графической зависимостью, концепт которой представлен ниже (рисунок 1.12) [87]. Изучению подобной зависимости посвящен ряд работ исследователей [63,67,85,87,89,104,106,107,132,151,157,159]. Количественное вычисление величины репрезентативного элементарного объема (РЭО) требует ряда экспериментов (натурных, лабораторных или численных), в каждом из которых переменным параметром будет размер исследуемой области массива. Большое число подобных исследований, проведенных также и для различных типов горных пород, позволило сделать вывод о том, что в рассматриваемой

области трещиноватого массива, как правило, возможно выделение объёма, дальнейшее увеличение размеров которого не приведёт к изменениям его механических характеристик. Такой объём называется репрезентативным элементарным объемом. Отсюда следует вывод, что существует критерий, при удовлетворении которого рассматриваемая область массива может рассматриваться как квазисплошная и квазиоднородная среда [18].

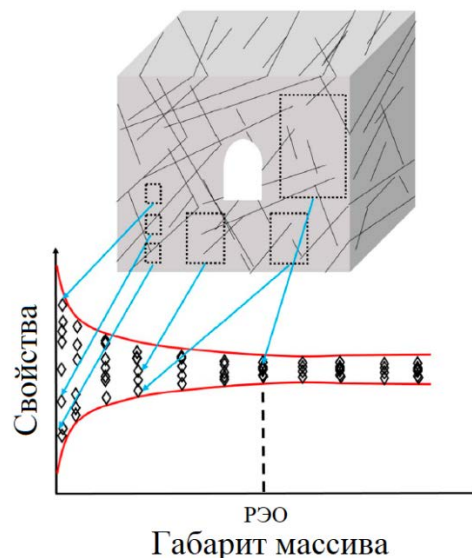


Рисунок 1.12– Масштабная зависимость свойств горного массива [87].

Учет масштабного эффекта требуется при рассмотрении больших участков массива, вовлекаемых в работу при ведении хозяйственной или промышленной деятельности человеком (например, рудного тела или месторождения, особенно на этапе оценки рентабельности разработки месторождения, когда определяется информация о количестве необходимых инвестиций для реализации проекта). В этом случае, выделяя из горного массива расчётные фрагменты, необходимо принимать во внимание репрезентативный элементарный объём и характерный размер рассматриваемых расчетных областей для оценки геометрических параметров системы разработки и определения затрат на крепление и поддержание выработанного пространства, или рассмотрения задач, связанных с обеспечением устойчивости инженерных сооружений (плотины, выработки под машинные залы ГЭС, камеры для хранения радиоактивных отходов и т.д.). При построении масштабных геомеханических моделей и решении подобных задач принципиально важным является учет реальных механических характеристик горного массива, так как наличие трещиноватости в массиве приводит к значительной разнице свойств горной породы, полученных в лабораторных условиях, и свойств массива, вовлекаемого в работу при ведении горных работ. Именно поэтому при исследовании взаимодействия сооружения со скальным массивом определение его механических характеристик является одной из важных задач, от решения которой в значительной степени зависит безопасность и надёжность системы «сооружение – трещиноватый массив» [18].

1.2 Междукammerные целики

Искусственным конструктивным элементом горного массива является целик, сооружение которого при разработке месторождений полезных ископаемых направлено на поддержание выработанного пространства и обеспечение безопасных условий труда. Из этих соображений в диссертации целик рассматривается как элемент массива, обладающий всеми рассмотренными выше свойствами горного массива. Соответственно, если рассматривается

задача вычисления механических характеристик горного массива, то справедливо будет утверждать, что в рамках диссертации объектом исследования является целик, сформированный в блочном горном массиве. Если речь заходит об эксперименте по вычислению механических характеристик горного массива, то объектом эксперимента будет образец массива, в данной работе под образцом понимается целик. Как правило, целики располагаются в рудном теле и, как результат, разработчики месторождений стремятся из соображений целесообразности разработки последних минимизировать потери, одной из возможностей чего является уменьшение количества или геометрических параметров целиков.

Камерные системы разработки в рудной промышленности применяются в основном в тех случаях, когда в рудном теле и висячем, и лежащем боках имеются залежи прочных пород с хрупким разрушением и на проектных глубинах разработки отсутствуют существенные деформации пластичности и ползучести. Наличие трещиноватости в массиве вызывает с течением времени разрушение отдельных наиболее слабых междукамерных целиков, а затем циклическое распространение разрушений целиков и обрушений кровли, вызванных перераспределением нагрузок между целиками. Эти разрушения можно предотвратить, учитывая коэффициент запаса прочности при в достаточной степени точным решением задачи по вычислению прочности целика.

Определенная трудность изучения свойств массива по параметрам трещиноватости связана иногда с невозможностью точно отделить влияние непосредственно трещин от воздействия других факторов, например, тектонических нарушений, состава и напряженного состояния пород. Поэтому до сих пор отсутствуют четкие однозначные корреляции между параметрами трещин и важнейшими механическими характеристиками трещиноватого массива. Соответственно, упрощенный подход к определению механических характеристик массива по ограниченному числу параметров трещин (например, расчет прочности и деформируемости массива по ориентировке, дине и густоте трещин) не может в достаточной степени обеспечить точность прогноза, необходимую при реализации проектов в сложных горно-геологических условиях.

С целью уточнения рекомендуемых на сегодняшний день коэффициентов запаса прочности необходимо установить критерии разрушения целиков в блочном горном массиве, установить связь между показателями прочности образцов и массива руды или горных пород с учетом трещиноватости. Особенностью целиков в трещиноватом горном массиве является их сложное механическое поведение вследствие того, что скальный массив является геологическим образованием, представляющим собой совокупность блоков одной или нескольких типов горных пород, разделяемой трещинами различного характера. Таким образом, прочностные и деформационные свойства целика определяются наличием в нем дефектов и нарушений и их характеристиками. Такое строение целика формирует его важную для решения инженерных задач особенность – физико-механические свойства целика или трещиноватого скального массива имеют значительную разницу в зависимости от выделяемой геометрической формы исследуемого образца.

При проектировании разработки месторождений полезных ископаемых с применением камерно столбовой системы вычисление прочности междукамерных целиков и понимание характера процесса их разрушения очень важны с точки зрения обеспечения безопасных условий труда и повышения экономической эффективности разработки рудных месторождений полезных ископаемых. Исходя из этого, экономические основания определяют целесообразный целик, как целик, обладающий наименьшими допустимыми габаритами.

На сегодняшний день вычисление прочности или несущей способности целика является задачей, для решения которой не разработано эффективной точной методики, учитывающей особенности строения трещиноватого горного массива. Прочность целика возможно вычислить при применении методов, которые дифференцируются на аналитические, основанные на эмпирической оценке, эмпирические и численные. Недостатком эмпирических методов является их «узкая» применимость под конкретные горно-геологические условия, утверждение «что работало до, то будет работать снова» становится неактуальным из-за изменений в начальных условиях, так что применение эмпирического метода применительно к другим условиям без должного анализа и разбора может привести к серьезным трудностям как с точки зрения обеспечения безопасности, так по соображениям экономической эффективности разработки месторождения [99].

Многие численные методы, основанные на механике сплошной среды, нецелесообразно применять для расчета несущей способности целика по причине отсутствия возможности учета геологических структур. Во второй главе подробно рассмотрен вопрос вычислений несущей способности целика в твердых горных породах. Уместно отметить сейчас, что существующие подходы требуют усовершенствования по ряду причин, главные из которых – изменение геологических условий и глубин разработки месторождений относительно тех, для которых критерии были разработаны, применение для одним их тех же исходных данных различных разработанных подходов приводит к получению принципиально разных количественных результатов. Разработка метода, позволяющего рассматривать каждую задачу по вычислению несущей способности целика, как уникальную, с определенными исходными данными, учитывающими структурные особенности и строение массива, позволяет добиться следующего: увеличение коэффициента извлечения полезного ископаемого; увеличение надежности целиков; уточнение и более глубокое понимание механического поведения горного массива при нагрузке.

В уравнении (2-5) показано выражение вычисления коэффициента запаса прочности или, как принято в международной практике, фактора безопасности разрушения целика, который используется для компенсации ошибок в оценке исходных данных при проектировании целиков:

$$F.S. = \text{Strength}/\text{Stress}, \quad (1-5)$$

где *Strength* – прочность целика; *Stress* – напряжения в целике.

Понимание механизма разрушения целиков носит принципиально важный характер при попытке точной оценки несущей способности целика. Возможны два главных режима проявления разрушения целика: прогрессирующий (контролируемый) и скоростной. Первый проявляется за относительно длинный промежуток времени и результат его – постепенное освобождение энергии, характеризуется увеличением количества трещин и их развитием вдоль и внутри блоков горной породы. Скоростной режим характеризуется быстрым освобождением энергии, следствием чего возможен горный удар.

Характер разрушения целика зависит от структуры трещиноватого горного массива - в работе [76,136] наглядно иллюстрируется данное утверждение, что отображено на рисунке 1.13, где представлены различные режимы разрушения целиков. На рисунке 1.13 (a) изображено отслаивание стенок целика в выработанное пространство; на рис. 1.13 (b) изображено разрушение вдоль образующейся плоскости среза; на рисунке 1.13 (c) показано внутреннее разупрочнение, расслоение как результат сдвижений вдоль центральной области целика; на

рисунке 1.13 (*d,e*) показано разрушение целика в массиве, обладающим блочным строением с явно выделенной структурой, которая может быть или вертикально ориентированной, или располагаться под углом к горизонтальной плоскости.

Выделив факторы, влияющие на прочность целика и его устойчивость, можно сформировать их следующий список: прочность горной породы, образующей целик; напряжения в целике; форма целика; объем целика; модуль упругости и деформации целика; длина целика (помимо учета высоты и ширины); структурные особенности.

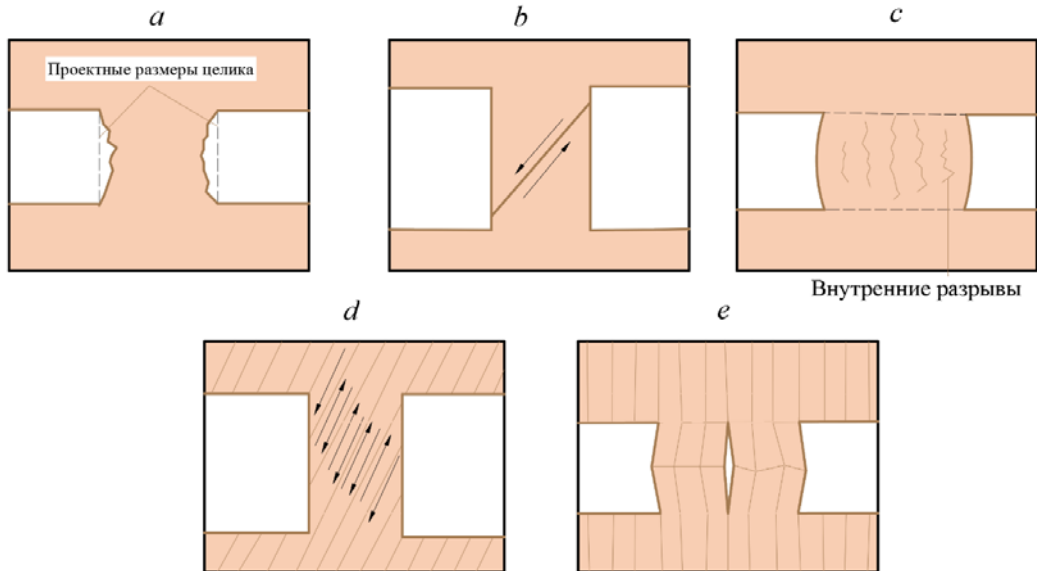


Рисунок 1.13– Основные модели деформирования целиков [76,136].

На рисунке 1.14 показана дифференциация областей с хрупким разрушением участков целика и с разрушением, как результата сдвиговых деформаций. Отмечается [86], что возникновение указанных областей зависит от соотношения сторон целика. Можно сформировать заключение, что по мере уменьшения соотношения ширины к высоте целика происходит увеличение зоны хрупкого разрушения в нем.

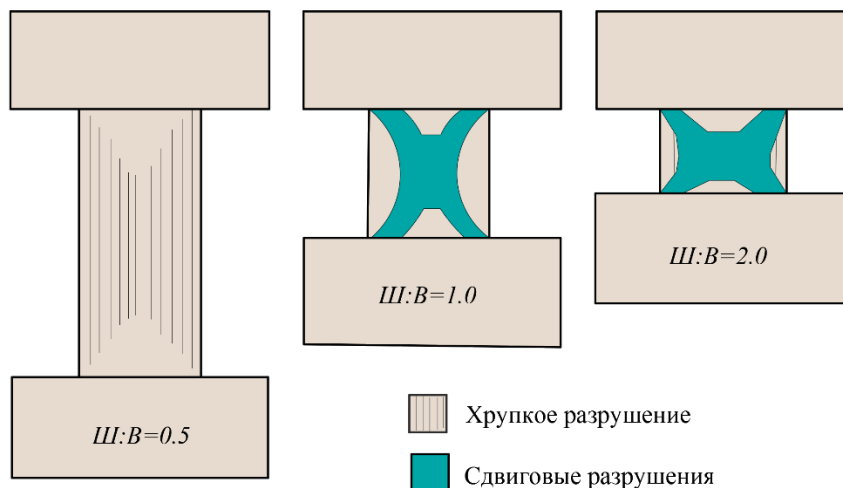


Рисунок 1.14–Области в целике с различным соотношением ширины к высоте, характеризующие хрупкое разрушение и разрушение в результате сдвига, вычисленные с использованием численного метода моделирования [86].

Элементы целика находятся под воздействием разных сил, в том числе: равномерно распределенной нагрузки, действующей со стороны кровли целика, равномерно распределённой нагрузки от сил бокового распора и реакции со стороны почвы целика так же в виде равномерно распределенной нагрузки, при чем силы бокового распора вызывают деформацию целика, а силы сцепления и нагрузка, увеличивающая трение, противодействуют этой деформации. Зависимость изменения прочностных показателей образцов от отношения высоты к ширине призматического или цилиндрического образца обычно вводят в формулы расчета целиков по предельным напряжениям в виде коэффициента формы. Для визуализации снижения прочности породы в зависимости от соотношения сторон представим, что коэффициент формы показывает снижением прочности образца в зависимости от соотношения его сторон (рисунок 1.15), где показаны данные для пород Миргалимайского (кривая 1) и Джекказганского месторождения (кривая 2) и бетона (кривая 3). Таким образом, тенденция изменения прочностных показателей целика в зависимости от соотношения его сторон будет сохраняться, но количественная разница будет изменяться.

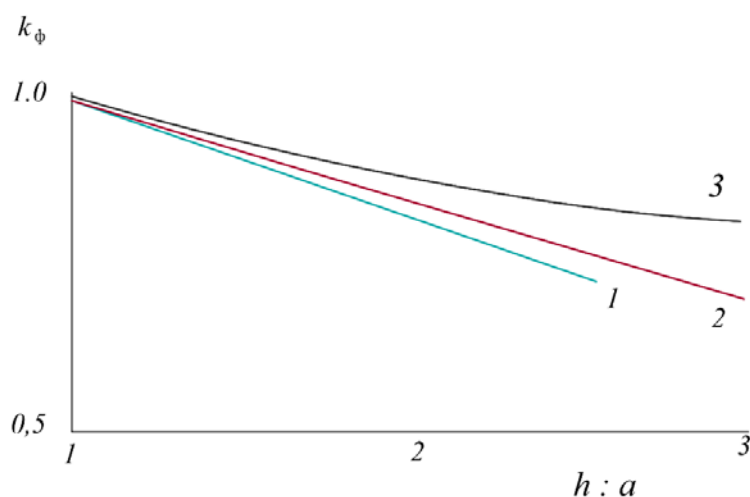


Рисунок 1.15 – Зависимость прочности образцов от отношения их высоты к ширине: 1- известняки Миргалимайского месторождения; 2 – серые песчаники Джекказганского месторождения; 3 - бетон.

Традиционно при проектировании применяется высокий запас прочности целиков (до четырех раз, на железных рудниках Лайсваля до 7 раз, на руднике им. Губкина (КМА) – более 10 раз), так как учет всех влияющих факторов при вычислении прочности был невозможен [21]. Вопрос обоснованного выбора коэффициентов запаса прочности и структурного ослабления массива остается актуальным.

1.3 Обоснование и формулирование цели и задач исследований

Целью проведения исследований в диссертационной работе является: создание метода прогноза геомеханического состояния блочных рудных целиков при разработке месторождений апатит-нефелиновых руд, что включает в себя следующие задачи:

- разработка методической основы определения количественных показателей прочностных и деформационных характеристик трещиноватого рудного массива, имеющего блочное строение;

- вычисление количественных показателей прочностных и деформационных характеристик междукамерных целиков при камерно-столбовой системе разработки месторождений полезных ископаемых;

- разработка численной геомеханической модели трещиноватого горного массива, имеющего блочное строение, для вычисления масштабного эффекта прочностных и деформационных характеристик, анализа механического поведения междукамерных целиков при камерно-столбовой системе разработки месторождений полезных ископаемых.

После описания и анализа объекта исследования по указанной теме сформирован список задач для достижения поставленной цели в диссертационной работе:

- анализ существующих методов исследования массивов пород, нарушенных системами трещин, и способов оценки их геомеханических параметров. Определение границ применимости современных методов численного моделирования массивов для различных типов трещиноватости;

- разработка численных моделей деформирования и разрушения блочных рудных массивов в рамках метода конечных элементов при представлении массива в виде дискретной среды и проведение численных экспериментов по исследованию механических характеристик блочных массивов с использованием разработанной модели;

- апробация предложенной геомеханической модели и разработка концепции проведения геомеханического анализа для прогноза несущей способности междукамерных целиков в блочном рудном массиве с применением численных методов моделирования;

- разработка рекомендаций по моделированию блочного рудного массива, выбору конструктивных параметров междукамерных целиков.

1.4 Выводы по первой главе

В первой главе проведены анализ и описание объекта исследования, общая его характеристика, выделены его особенности и специфика. Сформулированы определения трещиноватого горного массива с практической точки зрения. Отдельно рассмотрены такие особенности блочного горного массива, как наличие трещиноватости и следствия наличия структурных особенностей, исследованию которых посвящается данная работа, а именно: анизотропия и неоднородность, масштабный эффект, проведен анализ способов оценки трещиноватости, прочности горного массива, проанализированы исследования по вычислению репрезентативного элементарного объема блочного горного массива. Как последовательно сформулированный результат анализа объекта исследования сформулирован предмет исследования, выраженный в изучении механического поведения междукамерных целиков в блочном рудном массиве, так как они являются структурным элементом массива, обладающими всеми его свойствами.

Исходной координатой проводимых исследований является следующее утверждение - наличие трещиноватости различного уровня (от микротрещин до макротрещин) является определяющим фактором возникновения масштабного эффекта механических характеристик, следствием чего показатели прочности и деформируемости являются функцией размеров блочного массива. При этом на сегодняшний день отсутствует общепринятая методика определения коэффициента структурного ослабления (масштабного эффекта), в которой бы производился учет основных дефектов, структуры и строения массива, а также особенности приложения нагрузки. Также отсутствует единый подход к описанию геологического строения

массива и, в частности, неясно, какой минимальный набор сведений и параметров должны входить в описание тех или иных структур для определенных условий проектирования.

Таким образом, одной из наименее решенных в методическом отношении проблем в геомеханике сегодня является – инженерно-геологическое обоснование проектных решений с учетом структурных особенностей массива [9]. Также на сегодняшний день существует много недостатков в методике оценки влияния трещиноватости на свойства скальных массивов, что прежде всего связано с трудностями комплексного учета геологических факторов, неясностью пути перехода от результатов лабораторных экспериментов над горными породами к механическим характеристикам массива, поэтому проблема оценки характеристик трещиноватого горного массива не имеет точных решений.

В связи с невозможность определить фактическую несущую способность целиков в натуральных условиях, при расчете размеров целиков результаты испытаний прочностных свойств образцов пород умножаются на коэффициент влияния формы и коэффициент запаса прочности и возможный коэффициент структурного ослабления, отражающий изменение прочности от наличия структурных особенностей в массиве. В тот же момент несущая способность междукамерных целиков зависит от литологического и петрографического состава, микроструктурных и макроструктурных особенностей пород рудного тела, трещиноватости массива и геометрических параметров систем разработки. Но влияние трещиноватости массива его механические характеристики до сих пор не исследовано в достаточной степени и ее определение сопровождается рядом трудностей, вызванных большим разнообразием геомеханических и геометрических показателей трещиноватости.

ГЛАВА 2. МЕТОДЫ ОЦЕНКИ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ТРЕЩИНОВАТОГО ГОРНОГО МАССИВА

2.1 Анализ существующих методов получения механических характеристик блочного горного массива

Принципиальным моментом при исследовании трещиноватого горного массива является наличие неопределенности граничных условий, а именно – эпистемистической неопределенности, которая является следствием, в первую очередь, отсутствия достаточных знаний о процессах и строении трещиноватого массива и приводит к тому, что производится замена при изучении реального горного массива некоторыми идеализированными геомеханическими моделями. Поскольку наши знания о природных процессах всегда будут оставаться неполными, эпистемистическая неопределённость также всегда будет иметь место, при этом она характеризуется следующим: обусловлена её связь с системой знаний, отвечающих современному уровню развития человечества - достоверных и необходимых на сегодняшнем этапе научного развития, то есть достигнутый уровень развития не позволяет получить дополнительную информацию, позволяющую устранить неопределенность.

Геомеханика и проектирование подземных сооружений в значительной степени развивались от различных дисциплин прикладной механики, поэтому геомеханика является междисциплинарным предметом с использованием данных геологии и геофизики, систем разработки месторождений полезных ископаемых, геотехнической инженерии. Уникальной геотехническую инженерию делает сложность и высокие показатели неопределенности при столкновении в задаче с геологической средой в реальных условиях, так как горный массив является комплексной областью. При этом часто такие натурные данные, как геологическая структура, свойства горной породы и массива, наличие подземных вод, невозможно определить количественно по причине невозможности или недоступности для измерения объектов или их определение ограничивается поверхностным наблюдением. Преобладающим направлением в изучении механических характеристик блочного массива является получение зависимостей, позволяющих перейти от механических показателей керна горной породы к аналогичным показателям реального массива.

Методы изучения механических характеристик блочного горного массива должны быть тесно связаны с конкретными задачами, так как несоблюдение этого требования приводит к значительному обесцениванию показателей механических характеристик, получаемых в лабораторных условиях или другим способом.

Условия сопротивления горных пород разрушению при объемном сжатии корректно соответствуют теории Мора, согласно которой сдвиговое разрушение породы возникает при характерных для нее предельных значениях сочетаний касательных и нормальных сжимающих напряжений на площадках возникающих трещин сдвига. Совокупность этих сочетаний изображают предельной кривой в осях "нормальные напряжения - касательные напряжения", называемой паспортом прочности породы. Для горных пород характерно криволинейное очертание паспорта прочности. С ростом уровня напряжений отмечают уменьшение угла внутреннего трения пород. Угол внутреннего трения пород в значительной степени определяет проявления горного давления. Однако, несмотря на значительное количество выполненных экспериментальных исследований до сих пор не существует единого мнения о соотношении углов внутреннего трения трещиноватых и нетрещиноватых пород (фактически, о возможности

слияния паспортов нетрещиноватых и содержащих структурные ослабления пород) [22]. Исходя из чего, описание процесса деформирования трещиноватого горного массива становится очень сложной и трудоемкой задачей. Она усложняется еще и тем, что использование методов исследований, основанных на теории сплошной среды не представляется возможным.

Методы определения прочностных и деформационных характеристик блочного горного массива можно разделить на прямые и косвенные [70,93,106]. Прямые методы включают лабораторные и натурные эксперименты [18,25,47,48,50,110-113,147]. Косвенные методы разделяются на *аналитические*, *эмпирические* и *численные* [84,85,104,124,151,159,162].

Полученные результаты испытаний в лабораторных условиях для ограниченных габаритов образцов не отображают реальных свойств горного массива, чьи размеры значительно превышают лабораторные образцы. С другой стороны, возможно проведение испытания над образцами массива больших размеров, чем в лабораторных условиях. Стоит отметить, что этот процесс требует больших трудовых затрат, имеет высокую стоимость и является технически сложным в реализации, так как существует предел возможностей выбора габарита массива для испытания. Еще одним важным недостатком такого подхода является невидимость начальных трещин и неопределенность граничных условий, что исключает возможность определения требуемых зависимостей. Альтернативным экспериментальным методом является метод эквивалентных материалов, посвященный изучению особенностей процесса деформирования и разрушения структурно-нарушенных объектов применительно к различным горнотехническим задачам. Эти исследования, в зависимости от решаемых в них задач, посвящены, как правило, определенному механическому показателю или влиянию определенного фактора. Поэтому применительно к аналитическим расчетам интенсивности проявления горного давления на больших глубинах, исходными данными для которых являются показатели паспорта прочности и деформируемости пород, эти экспериментальные данные дают ограниченную информацию.

Причиной незначительности объема лабораторных исследований влияния трещиноватости на деформационные (в особенности запредельные) показатели явилась сложность имитации реального блочного с плотным закрытием трещин строения массива пород в малогабаритных образцах. Известно, что процедура изготовления блочной модели или блочного породного образца, характер поверхностей блоков существенно влияют на величины модулей деформации и упругости. Значительное раскрытие трещин (при "некачественном" изготовлении) способствует прорастанию магистральной трещины и возможности к взаимному смещению блоков, что приводит к снижению прочности многоблочного образца и увеличению разрыхления по сравнению с блочным образцом, составленным из плотно подогнанных элементов [22].

Косвенные методы разделяются на аналитические [43, 89, 147, 156], эмпирические [70,72,74-79, 81, 82, 94-96, 129, 130, 143-145, 154] и численные [67, 83-85, 87, 104-107, 119, 122, 124, 126, 151, 157-159], из которых каждый имеет свои преимущества и недостатки, что подробно рассмотрено ниже.

2.1.1 Натурные и лабораторные эксперименты

Самым достоверным и точным способом вычисления механических характеристик трещиноватого или блочного горного массива являются натурный или лабораторный эксперимент [44,149]. Сопутствующая сложность идентифицирования граничных условий

(литологический состав горных пород, его изменчивость внутри массива, структура, тектоническое строение и др.) не позволяет проводить точную корреляционную связь между отдельными исследуемыми параметрами. По сути при проведении эксперимента над блочными или трещиноватым горным массивом исследователь сталкивается геотехническими неопределенностями с невозможностью интерпретации данных на выходе, но существуют способы преодоления сформулированной сложности решения задачи, об этом речь пойдет в следующих разделах. Прежде всего нужно рассмотреть механизм деформирования блочного горного массива, который заключается в том, что при нагружении деформации происходят в первую очередь за счет закрытия пустот и трещин между блоками, а в последующем за счет сдвижения блоков горных пород по контактам, прочность которых значительно ниже прочности самой горной породы.

Отдельные натурные исследования горного массива направлены на вычисление его деформационных и прочностных характеристик. В первом случае в натуральных условиях эксперименты можно разделить по принципу приложения нагрузки – статические и динамические. При статическом приложении нагрузки речь идет о следующих подходах, где производится измерение перемещений точек массива при нагружении, а далее производится расчет модуля деформации:

- штамповые опыты – приложение нагрузки домкратом через жесткий или гибкий штамп в горизонтальном или вертикальном направлении к выровненной поверхности элемента горного массива в подземных камерах или траншеях;

- метод напорных камер – нагрузка производится на стенки выработок круглого очертания, для чего часть выработки изолируется бетонными пробками, выполняется закачка воды в камеру до определенного давления и производятся измерения деформаций точек контура выработки, после чего можно подсчитать модули деформации по различным направлениям;

- использование прессиометра целесообразно при изысканиях, что дополняет другие исследования;

- метод цилиндрических гидравлических штампов;

- испытания целиков в горном массиве.

При натурных исследованиях с динамическим приложением нагрузок, что достигается за счет возбуждения сейсмоакустическими методами упругих колебаний в скальном массиве и определении скорости распространения упругих волн, деформационные характеристики массива вычисляются через установленную их взаимосвязь с скоростью распространения упругих волн. Главным преимуществом данного подхода является возможность вовлекать в эксперимент участки массива с радикально отличными габаритами (от образцов горной породы до участков массива, вовлекаемых в работу с подземным сооружением), но недостатком является сложность установления связи между получаемыми динамическими и реальными механическими показателями. Влияние трещиноватости в массиве можно оценить путем сравнения скоростей распространения продольных упругих волн и ультразвука в керне, извлеченного из этого массива.

Исследование натурным способом блочного горного массива при определении механических характеристик направлено на вычисление сцепления и угла внутреннего трения образца массива, так как, как правило, в качестве критерия для оценки прочности является критерий Кулона-Мора. Следствием является проведение экспериментов на сдвиг с приложением вертикальной составляющей нагрузки. Ряд экспериментов с различными

сочетаниями нагрузок позволяет вычислить сцепление и угол внутреннего трения, но только либо графически, либо аналитически.

2.1.2 Эмпирические методы исследования

Эмпирические методы исследования базируются на установлении, накоплении и изучении фактов, формулировании на этой основе зависимостей, закономерностей, законов. Активная разработка эмпирических подходов применительно к геомеханическим задачам во второй половине двадцатого века велась из-за отсутствия возможности масштабных экспериментов массива горных пород. Прогресс эмпирических подходов и классификационных систем для оценки состояния горных массивов был обоснован тем, что различные показатели исследователи получали при помощи практических наблюдений, целенаправленных и организованных восприятий объекта с применением приборов и инструментов, но без воздействия наблюдателя на объект. Классификации горного массива разрабатывались для их использования в гражданском и горном проектировании с необходимостью выбора дифференциации массивов в зависимости наличия в нём трещиноватости, то есть выявления степени ослабления. Собирая и анализируя натурные данные, исследователи развивали соотношения присваиваемого рейтинга горному массиву с количественными показателями наиболее вероятной величины прочности и модуля деформации. При чем актуальность применения эмпирических подходов не снижается, так как и сегодня разрабатываются новые классификационные системы горного массива [77], которые учитывают влияние трещиноватости, условия взаимодействия блоков горной породы по контакту.

Основные классификационные системы горного массива, разработанные для проектирования подземных сооружений, отображены ниже (таблица 8). Наиболее часто применяемые в классификационных системах горного массива параметры включают: прочность горной породы на сжатие (тип горной породы), степень трещиноватости (расстояние между трещинами, размер блока, показатель RQD и напряжения в массиве. Менее часто системы включает следующие параметры: ориентацию главной системы трещиноватости, условия взаимодействия блоков горной породы по контакту, форму блока горной породы, учет сильно нарушенных зон и ослаблений, особенности строительства подземного сооружения (технология, размер сооружения и его расположение).

Таблица 8 – Классификационные системы горного массива.

Название классификации	Форма и тип	Область применения	Ссылка
Классификационная система Терцаги	Описательная и бихевиористическая форма Система построена для специализированного использования	Проектирование стальной крепи тоннелей	[138]
Классификация Лауффера по времени устойчивости	Описательная форма Общий (широкий) тип описания	При проектировании тоннелей	[115]
Унифицированная классификация для грунтов и массивов	Описательная форма Общий (широкий) тип описания	Используется для описания	[80]
Обозначение качества горной породы (RQD)	Численное описание Общий (широкий) тип описания	Используется как вспомогательная система в других системах	[82]
Классификация размер-прочность	Численное описание Система построена для	Проектирование разработки	[78,79]

	специализированного использования	месторождений полезных ископаемых	
Классификация рейтинга структуры горной породы (RSR)	Численное описание Система построена для специализированного использования	Для проектирования крепи в тоннелях	[153]
Рейтинг горного массива (RMR)	Численное описание Система построена для специализированного использования	При проектировании тоннелей, разработки месторождений полезных ископаемых и оснований	[70,71]
Q-system классификация	Численное описание Система построена для специализированного использования	Проектирование крепления в горных выработках	[74]
Типологическая классификация	Описательная форма Общий (широкий) тип описания	Для использования в связке	[123]
Базисная геотехническая классификация (BGD)	Описательная форма Общий (широкий) тип описания	Для общего использования	[102]
RMi система для определения прочности трещиноватого горного массива	Система построена для специализированного использования	Вычисление прочности трещиноватого горного массива при проектировании	[128]

Классификация пород по их качеству, в которой показатель *RQD* выражен в процентах, подкупает своей простотой. Однако необходимо иметь в виду, что длина кусков керна существенно зависит от технологии бурения и от текстурных особенностей пород; это ограничивает применение данной классификации и возможность сопоставления по показателям *RQD* «качества» разных пород [17].

Эмпирический подход позволяет производить только ограниченную консервативную оценку на основе предыдущего опыта строительства и к тому же он не имеет математической основы, но сегодня он нашёл широкое применение, так как позволяет получать количественные показатели прочностных и деформационных характеристик массива на основе качественных характеристик. Хотя такой метод применяется в мировой практике, но при его использовании невозможно представить анизотропию свойств в тензорной форме.

2.1.3 Анализ способов определение механических характеристик горного массива

Основной целью исследования является не геологическое описание породного массива, а определения нагрузок на крепь и факторов, влияющих на устойчивость выработок, поэтому оценка структурной нарушенности пород должна быть основой для определения механических характеристик горного массива.

Оценка механических свойств горного массива выполняется на основании детальной оценки результатов инженерно-геологических изысканий с применением одной из классификационных геологических систем. Наибольшее распространение на настоящий момент получила эмпирическая методика, предложенная Хоком и Брауном [93, 94].

На механические характеристики горного массива основное влияние оказывают количественный показатель трещиноватости горных пород (таблица 9), характер распределения трещин в породном массиве, обводненность породного массива, особенности текстуры и структуры горной породы, а также и др. факторы.

Критерий прочности горной породы Хока-Брауна запишем через главные напряжения:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a, \quad (2-1)$$

где σ'_1 - главные максимальные эффективные напряжения; σ'_3 - главные минимальные эффективные напряжения; σ_{ci} - прочность породы в образце при испытании на одноосное сжатие; m_b , s , a - эмпирические параметры критерия прочности Хоека-Брауна, зависящие от геологической структуры породного массива.

Параметры m_b , s , a можно получить по следующим зависимостям:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}, \quad (2-2)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}; \quad (2-3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right), \quad (2-4)$$

где GSI - геологический индекс прочности; m_i - параметр, характеризующий тип горной породы; D - показатель качества буровзрывных работ (нарушенности массива). Геологический индекс прочности GSI определяется согласно рекомендациям. Упрощенно показатель GSI можно определить как:

$$GSI = RMR - 5. \quad (2-5)$$

В некоторых случаях удобнее выполнять геомеханический анализ, представив критерий прочности не через главные напряжения, а через касательные напряжения и эффективные нормальные напряжения согласно критерию Кулона-Мора:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi', \quad (2-6)$$

где τ - прочность породы сдвигу; σ' - эффективные нормальные напряжения; c' - эффективная величина сцепления породного массива; φ' - эффективный угол внутреннего трения породного массива.

Параметры критерия Кулона-Мора c' и φ' получим из условия прочности Хоека-Брауна для определенной величины напряжений σ'_{3n} :

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]; \quad (2-7)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}, \quad (2-8)$$

где $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$.

Значение σ'_{3max} , при анализе горных выработок глубокого заложения, можно найти по следующей зависимости:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}, \quad (2-9)$$

где γ – удельный усредненный вес выше лежащих пород; H – глубина заложения тоннеля. Глобальная прочность породного массива на сжатие может быть определена по следующей зависимости:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}. \quad (2-10)$$

Прочность породного массива на одноосное сжатие $\sigma'_{cm.c}$ и растяжение $\sigma'_{cm.t}$ согласно критерию прочности Хока-Брауна могут быть определены:

$$\begin{aligned} \sigma'_{cm.c} &= \sigma_{c.i} s^a; \\ \sigma'_{cm.t} &= \sigma_{c.i} \frac{s}{m_b}. \end{aligned} \quad (2-11)$$

Модуль деформации породного массива также может быть определен по методике, предложенной Хоком и Брауном:

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right). \quad (2-12)$$

Геологический индекс прочности устанавливается по результатам осмотра породного обнажения опытным геологом. В тех случаях, когда такая информация отсутствует можно воспользоваться переходом от более распространенных показателей структурной нарушенности породного массива к показателю GSI . Далее приведены рекомендации по определению показателя GSI на основании редакции критерия Бенеявского от 1989 г. и показателя RQD :

$$GSI = 1.5JCond_{89} + \frac{RQD}{2}, \quad (2-13)$$

где $JCond_{89}$ – рейтинг горной породы (редакция от 1989 г. Таблица 10)); RQD – показатель качества горной породы.

Таблица 9 – Рекомендации по оценке состояния трещины.

Длина трещины/ нарушения	Величина показателя	< 1 м	от 1 до 3 м	от 3 до 10 м	от 10 до 20 м	> 20 м
	Рейтинг		6	4	2	1
Раскрытие трещины	Величина показателя	0	< 0.1 мм	0.1 – 1.0 мм	1.0 – 5.0 мм	>5.0мм
	Рейтинг	6	5	4	1	0
Шероховатость трещины	Величина показателя	очень шероховатая	Шероховатая	Слега шероховатая	Гладкая	Склонная к скольжению
	Рейтинг	6	5	3	1	0
Заполнение трещины	Величина показателя	отсутствует	Прочная порода, толщиной менее 5 мм	Прочная порода, толщиной более 5 мм	слабая порода, толщиной менее 5 мм	слабая порода, толщиной более 5 мм
	Рейтинг	6	4	2	2	0
Степень выветрелости	Величина показателя	Не выветрелая	Слегка выветрелая	Средне выветрелая	Значительно выветрелая	Дислоцированная
	Рейтинг	6	5	3	1	0

Таблица 10 – Определение показателя $JCond_{89}$ согласно рейтингу горной породы по Бенеявскому от 1989 г.

Состояние трещины	Очень шероховатая поверхность, раскрытие трещины отсутствует, без следов выветривания стенок трещины	Слегка шероховатая поверхность, раскрытие трещины менее 1 мм, незначительные следы выветривания стенок трещины	Слегка шероховатая поверхность, раскрытие трещины менее 1 мм, значительные следы выветривания стенок трещины	Гладкая или скользкая поверхность или заполнение трещины другой породой толщиной до 5 мм или раскрытие трещины от 1 до 5 мм	Заполнение трещины слабой породой толщиной более 5 мм или раскрытие трещины более 5 мм
Рейтинг $JCond_{89}$	30	25	20	10	0

Также, существует возможность выразить показатель GSI с помощью рейтинга Бартон:

$$GSI = \frac{52 J_r / J_a}{1 + J_r / J_a} + \frac{RQD}{2}, \quad (2-14)$$

где J_r – показатель шероховатости поверхности трещины; J_a – показатель заполнения трещины другой породой (Таблица 11).

Таблица 11 – Показатели качества трещины по классификации Бартон

Показатель шероховатости поверхности J_r		Показатель заполнения трещины другой породой J_a	
Описание	Рейтинг	Описание	Рейтинг
Прерывные неровная поверхность трещины	4	Плотно закрытая трещина, твердая, непроницаемая	0.75
Шероховатая и нерегулярная волнистая поверхность	3	Трещина без видимых изменений, незначительное поверхностное изменение текстуры	1.0
Гладкая, волнистая поверхность	2	Незначительно изменённая поверхность стенок трещины. Поверхность стенок покрыта не размыкаемыми минералами. Внутри трещины наблюдаются отдельные частички песка, дезинтегрированной породы без наличия глинистых частиц	2.0
Скользкая, волнистая поверхность	1.5	Поверхность трещин покрыта суглинистыми и супесчаными частицами. Внутри трещины наблюдается небольшое количество глинистых включений.	3.0
Шероховатая или нерегулярная плоская поверхность	1.5	Поверхность трещин покрыта размягчаемыми минералами или глинистыми частицами характеризующимися малым трением. Внутри трещины могут присутствовать частички гипса, графита, хлорита и др. минералов, а также небольшие включения набухающей глины	4.0
Гладкая плоская поверхность	1.0		
Скользкая, плоская поверхность	0.5		

Показатель RQD определяется на основании изучения керна породы, извлекаемого из скважины. Если такие данные отсутствуют, что встречается достаточно часто на тех производствах, где в программу инженерно-геологических испытаний не включены требования по определению данного показателя, можно воспользоваться эмпирическими методиками для его определения.

В работе [81] предложена методика определения показателя RQD через показатель, который характеризует интенсивность трещиноватости:

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1), \quad (2-15)$$

де λ – среднее количество трещин на 1 метр длины породного массива.

2.1.4 Геомеханическая классификация породного массива Бениявского (рейтинговая система RMR)

Геомеханическая классификация породного массива по Бениявскому [135] включает в себя 6 рейтинговых показателей, которые позволяют комплексно оценить развитие структурную нарушенность породного массива:

$$RMR = J_{A1} + J_{A2} + J_{A3} + J_{A4} + J_{A5} + J_B, \quad (2-16)$$

где J_{A1} – показатель, который зависит от прочности породы в условиях одноосного сжатия; J_{A2} – показатель, который зависит от значения показателя RQD ; J_{A3} – показатель, который зависит от расстояния между трещинами; J_{A4} – показатель, учитывающий качество контакта по трещинам; J_{A5} – показатель, учитывающий обводненность трещин; J_B – показатель, учитывающий направление трещиноватости.

После определения рейтинга по каждому отдельному фактору определяют значения критерия RMR . По величине критерия RMR можно определить устойчивость породного массива, среднее время устойчивого состояния обнажения, а также прочностные показатели породного массива (таблица 12).

Таблица 12– Показатели устойчивости породного массива на основании критерия RMR

Параметры/свойства породного массива	Величина критерия RMR				
	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Категория устойчивости	I	II	III	IV	V
Классификация горных пород по устойчивости	Очень устойчивые	устойчивые	Средне устойчивые	неустойчивые	Весьма неустойчивые
Среднее время устойчивого состояния	10 лет, пролет до 15 м	6 месяцев, пролет до 8 м	1 неделя, пролет до 5 м	10 часов, пролет до 2.5 м	30 минут, пролет до 1 м

Стоит отметить, что геомеханическая классификация Бениявского претерпела некоторые изменения с момента ее первой публикации и по настоящее время (таблица 13). Так на момент первой редакции в рейтинговую систему входило 7 показателей, 2 из которых (длина трещин, выветривание) в дальнейшем были исключены из рейтинговой системы и заменены на один обобщающий показатель (условие трещиноватости). Также в процессе развития рейтинговой системы RMR выполнялась переоценка влияние различных показателей на итоговую величину RMR . На 1989 г. принято, что наибольший вклад в структурную нарушенность породного массива вносит условие по контакту по трещинам (условие трещиноватости), а также густота трещин. Их общее влияние может достигать 70% от полного.

Таблица 13– Корректировка рейтинговых показателей в классификации *RMR*.

Показатели	Год редакции рейтинговой системы <i>RMR</i>				
	1973	1975	1976	1977	1989
Прочность породы	10	10	15	15	15
RQD	16	20	20	20	20
Расстояние между трещинами	30	30	30	30	20
Длина трещин	5	-	-	-	-
Подземные воды	10	10	10	10	15
Выветривание	9	-	-	-	-
Условие трещиноватости	-	15	30	25	30
Ориентация трещин по отношению к выработке	3-15	15	0-12	0-12	0-12

Корреляция между показателем *RMR* и механическими свойствами породного массива может быть выполнена по зависимости, представленной на рисунке 2.1.

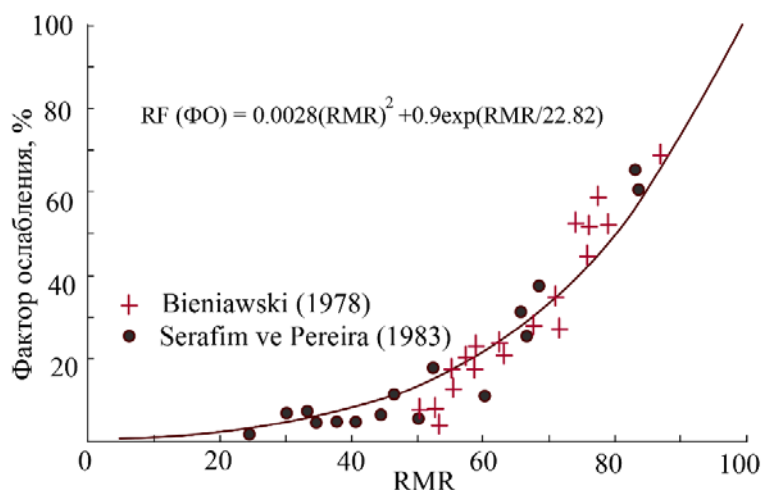


Рисунок 2.1 – Взаимосвязь между *RMR* рейтингом и коэффициентом снижения механических свойств породного массива [70, 71].

Модуль деформации породного массива на основании следующей формулы:

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}}. \quad (2-17)$$

2.1.5 Геомеханическая классификация породного массива Бартон (рейтинговая система *Q*)

Геомеханическая классификация породного массива *Q*, разработанная Бартоном [74,75] в период с 1971 по 1974 г. в первую очередь предназначена для оценки устойчивости породных обнажений, располагаемых в различных горно-геологических условиях. Показатель *Q* рассчитывается на основании 6 параметров, характеризующих структурную нарушенность породного массива. На основании полученной величины показателя *Q* можно предварительно определить тип крепи и параметры крепи, необходимые для рассматриваемых условий. Таким образом, геомеханическая классификация породного массива *Q* (далее рейтинговая система *Q*) может быть использована в качестве вспомогательного инструмента при обосновании типа и параметров крепи, а также является эффективным инструментом для описания структурной

нарушенности породного массива. Изначально, рейтинговая система Q разрабатывалась таким образом, чтобы определять значения параметров, входящих в нее на основании визуального осмотра и замеров, проводимых непосредственно в породном обнажении. Однако, допускается их определение и на основании обработки kernового материала, получаемого при инженерно-геологических изысканиях.

Значение показателя Q изменяется в диапазоне от 0.001 до 1000. Меньшее значение соответствует меньшей устойчивости породного обнажения, в то время как его увеличению говорит о повышении устойчивости породного обнажения. Показатель Q определяется по следующей зависимости:

$$Q = \frac{RQD J_r J_w}{J_n J_a SRF}, \quad (2-18)$$

где RQD – показатель качества горной породы; J_n – показатель количества систем трещин; J_r – показатель шероховатости трещины; J_a – показатель трансформации контактных условий по трещине; J_w – показатель, учитывающий влияние обводненности трещины на условие контакта по трещине; SRF – показатель, учитывающий соотношение между напряжениями действующими в породном массиве и прочностью породы.

На основании шести параметров, входящих в уравнение (2-18) можно количественно определить три основных показателя, определяющих устойчивость породного обнажения в структурно-нарушенной среде: RQD/J_n – показатель степени трещиноватости породного массива; J_r/J_a – показатель, характеризующий состояние поверхности ослабления; J_w/SRF – показатель, характеризующий напряженное состояние породного массива.

Согласно Бартону [74] в зависимости от величины показателя Q можно классифицировать породный массив (таблица 14) и дать рекомендации по креплению выработок.

Таблица 14– Классификация породного массива в зависимости от величины показателя Q .

Класс породного массива	Описание породного массива	Значение показателя Q
А	Невероятно хорошее состояние	400 – 1000
	Экстремально хорошее состояние	100 – 400
	Очень хорошее состояние	40 – 100
В	Хорошее состояние	10 – 40
С	Среднее состояние	4 – 10
Д	Плохое состояние	1 – 4
Е	Очень плохое состояние	0.1 – 1
F	Экстремально плохое состояние	0.01 – 0.1
G	Невероятно плохое состояние	0.001 – 0.01

2.1.6 Эмпирические зависимости при проектировании междукамерных целиков

За период развития горного дела исследователями и горными инженерами были разработаны эмпирические формулы вычисления несущей способности междукамерных целиков, качественно эти формулы идентичны и, как правило, одинаково включают следующие параметры: высота целика, ширина целика, прочность образца породы и дополнительные коэффициенты, направленные на повышение безопасности разработки за счет увеличения запаса прочности. Все эмпирические формулы были сформулированы на основе натуральных

наблюдений за спроектированным целиками способом обратного анализа. Широкий диапазон разработанных эмпирических зависимостей содержит важное для горного инженера-геомеханика «замечание» - массивам с идентичными по механическим показателям формируемыми его горными породами свойственно отличаться показателям несущей способности участков массива большими чем образец горной породы (целикам). Одной из главных причин такого расхождения является нарушенность массива, формируемая различными по строению и качеству системами трещиноватости. Таким образом, в эмпирических зависимостях для определения несущей способности целиков находятся коэффициенты, с помощью которых производится уменьшение параметра прочности на сжатие образца горной породы до показателя прочности целика. Таким образом, при вычислении несущей способности целика главным вопросом, возникающим перед горным инженером, является: «В какой степени происходит количественное снижение показателя прочности на сжатие образца горной породы за счет наличия в целике нарушений?»

Разработанные на сегодняшний день эмпирические зависимости нашли широкое применения в мировой практике проектирования разработки рудных месторождений полезных ископаемых. Однако, нужно понимать, что существующие эмпирические зависимости не универсальны и применение их ограничено областью условий, в которых были проведены натурные наблюдения, как правило глубина расположения исследуемых целиков не превышала 600 м, а соотношение ширины целика к высоте было не более 1.5. Таким образом, формулы могут быть неточны для других условий, например, при других глубинах и других соотношениях ширины к высоте. Так же рассматриваемое увеличение прочности целика при высоких показателях соотношения ширины к высоте при эмпирическом анализе становится «неадекватным» по причине расхождения области применения зависимостей с используемыми условиями при решении задачи. И, конечно же, хотя эмпирические зависимости позволяют вычислить несущую способность целика для конкретных условий (с учетом определенных и специфических для месторождения факторов), они не позволяют определить деформационные характеристики и понять характер разрушения целика, а при изменении геологических условий (систем трещиноватости) в пределах месторождения возникают неопределенности применимости таких зависимостей.

В мировой практике разработаны различные эмпирические зависимости вычисления прочности целиков, многие из которых, если привести к общему виду, выглядят следующим образом:

$$\sigma_p = \sigma_c \cdot \left[A + B \left(\frac{W^a}{H^b} \right) \right], \quad (2-19)$$

где σ_p – несущая способность целика, МПа;

σ_c - параметр, характеризующий прочность образца породы, МПа;

W и H – ширина и высота целика, соответственно, м;

A, B, a, b – эмпирические коэффициенты.

Эмпирические формулы вычисления прочности целиков можно разделить на два принципиально разных метода: формулы «размерного эффекта», формулы «эффекта формы». В первом случае применяются равные эмпирические коэффициенты a и b , что исключает влияние объема целика на его прочность, то есть прочности целиков с размерами 4×4 м и 10×10 будут равны, а зависимость между прочностью целика и соотношением W/H будет иметь линейную форму. Если же коэффициенты a и b не равны, что свидетельствует о том, что для целиков

одной формы (одинакового соотношения ширины к высоте) по мере увеличения его размеров будет происходить снижение прочности. Эмпирические коэффициенты A и B определены различными исследователями и приведены в таблице ниже (таблица 15).

Таблица 15 - Эмпирические коэффициенты A и B для формул «эффекта формы» [121].

№	Автор	Год	A	B	W/H соотношение
1	Baunting	1911	0.7	0.3	0.5-1
2	Obert, Duvall	1967	0.778	0.222	0.5-2
3	Bieniawski	1968	0.556	0.444	1.0-3.1
4	Van Heerden	1974	0.704	0.296	1.1-3.4
5	Bieniawski	1975	0.64	0.36	1.0-3.1
6	Sorenson, Pariseau	1978	0.693	0.307	0.5-2.0

Формулы «размерного эффекта» были разработаны рядом исследователей и, если их привести в общий вид:

$$\sigma_p = \sigma_c \cdot \frac{W^a}{H^b}, \quad (2-20)$$

где коэффициенты a и b количественно выражены авторами в таблице ниже (таблица 16).

Таблица 16 - Эмпирические коэффициенты a и b для формул «эффекта формы» [121].

№	Автор	Год	a	b
1	Stewart	1954	0.5	1.0
2	Holland-Gaddy	1962	0.5	1.0
3	Greenwald et al.	1939	0.5	0.833
4	Hedley, Grant	1972	0.5	0.75
5	Salamon, Munro	1967	0.46	0.66
6	Bieniawski	1968	0.16	0.55
7	Sheorey et al.	1987	0.5	0.86

В работе [91] собраны исследования с уранового рудника в Канаде, где проанализированы 28 целиков (3 – разрушены, 2 – частично разрушены, 23 – устойчивы). Для вычисления несущей способности целика разработана следующая формула:

$$\sigma_p = \sigma_c \frac{W^{0.5}}{H^{0.75}}, \quad (2-21)$$

где σ_c установлена величиной 179 МПа. Причиной такого значения явилось относительной небольшое количество проведенных наблюдений, всего три целика были разрушены, таким образом эмпирическая формула скорее всего требует доработок.

В работе [100] предложена для использования следующая формула вычисления несущей способности целика:

$$\sigma_p = \left(0,875 + 0,25 \frac{W}{H}\right) \sqrt{\frac{h}{h_{crit}}} (\sigma_c), \quad (2-22)$$

где h – высота цилиндра образца горной породы, испытываемого в лабораторных условиях, h_{crit} – минимальная высота куба горной породы, где объем куба равен репрезентативному элементарному объему.

В работах [91,108,108,120,133,146] проведен обзор разработанных эмпирических зависимостей для вычисления несущей способности целиков разных форм в различных горных породах (таблица 17).

Таблица 17- Эмпирические зависимости определения прочности целиков в твердых горных породах [122].

№	Эмпирическая зависимость вычисления несущей способности (МПа)	Прочность, МПа	Горная порода	Количество исследуемых целиков	Ссылка
1	$\sigma_p = 179 \frac{W^{0,5}}{H^{0,75}}$	230	Кварциты	28	[91]
2	$\sigma_p = 64 \frac{W^{0,46}}{H^{0,66}}$	94	Метаосадки	57	[108]
3	$\sigma_p = 35,4 \left(0,778 + 0,222 \frac{W}{H} \right)$	100	Известняк	14	[108]
4	$\sigma_p = 0,42 \sigma_c \frac{W}{H}$	-	Канадский щит	23	[133]
5	$\sigma_p = 74 \left(0,778 + 0,222 \frac{W}{H} \right)$	240	Известняк, скарн	9	[146]
6	$\sigma_p = 0,42 \sigma_c \left(\frac{W}{H} + 0,52k \right)$	-	Твердые горные породы	178	[120]

Еще одна зависимость, используемая для вычисления несущей способности целика была разработана [116] и имеет следующий вид:

$$\sigma_p = (K \cdot q_u)(C_1 + kC_2), \quad (2-23)$$

$$k = \tan \left[\cos^{-1} \left(\frac{1 - C_{pav}}{1 + C_{pav}} \right) \right], \quad (2-24)$$

где k – характеристика сцепления целика; C_1 и C_2 – эмпирически определяемые константы, имеющие в данном случае величины 0,68 и 0,52, соответственно; K – фактор прочности горного массива, определенный величиной 0,44; C_{pav} – среднее сопротивление целика, вычисляемое по следующей зависимости:

$$C_{pav} = 0,46 \left[\log \left(\frac{W}{H} + ,75 \right) \right]^{\frac{1,4H}{W}} \quad (2-25)$$

В мировой практике наиболее крупное наблюдение за поведением междукамерных целиков было проведено исследователями Lunder и Pakalnis [120], где они эмпирически проанализировали устойчивости 178 целиков с различными параметрами соотношения сторон на рудниках, 98 из которых были расположены в Канадском щите. По результатам исследования 76 целиков остались в устойчивом состоянии, 62 потеряли устойчивость и разрушились, а 40 были классифицированы как неустойчивые. Нужно отметить, что по мере увеличения соотношения ширины к высоте целиков происходил уменьшение неустойчивых и разрушившихся целиков, а наибольшее количество целиков, потерявших устойчивость было характерно для соотношения сторон 0,5-1.

В работе [86] было произведено сравнение применения различных эмпирических зависимостей для вычисления прочности целиков в массиве с одинаковыми граничными условиями (рисунок 2.2). Результат свидетельствует об отсутствии универсального уравнения, так как три зависимости имеют различные характеры и по-разному оценивают прочность целика в одних и тех же условиях. Принципиально важной является разность оценок на участке $W/H < 1$. Таким образом, выбор эмпирической зависимости оказывает значительное влияние на конечный количественный результат несущей способности «тонкого» целика, что является одной из причин преимущественного рассмотрения в диссертационной работе целиков с соотношением сторон $W/H < 1$.

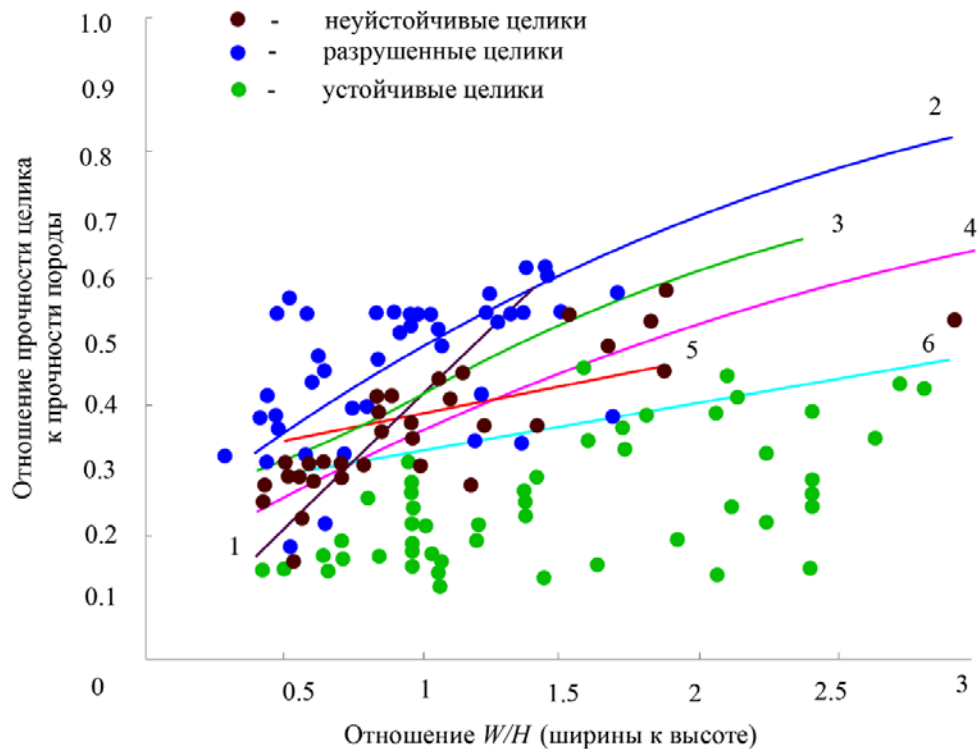


Рисунок 2.2 – Сравнение применения эмпирических зависимостей для вычисления несущей способности целика с обозначенными наблюдениями за целиками на Канадском щите, где результаты: 1 – Potvin [133]; 2- Von Kimmelmann; 3- Lunder, Pakalnis [120]; 4- Hedley, Grant [91]; 5- Sjoberg [146]; 6 – Krauland, Soder [108].

2.1.7 Аналитический метод исследования механических характеристик трещиноватого массива горных пород

При отсутствии надежного метода экстраполяции результатов лабораторных экспериментов на большие участки горного массива активно развивались, как единственно возможные в начале второй половины двадцатого века, аналитические способы моделирования. Аналитически подход к изучению механического поведения трещиноватого горного массива чрезвычайно сложен и его разработка и применение были попытками создания метода, позволяющего на основе результатов геологического изучения трещиноватости массива и простейших лабораторных исследований определить расчетом характеристики деформируемости трещиноватых массивов горных пород с учетом размеров будущего сооружения [43].

Во ВНИМИ [42] разработана экспериментально-аналитическая методика расчета проявлений горного давления в капитальных выработках, согласно которой, в соответствии с

экспериментальными данными в окрестности выработки выделяют зону разрушенных пород, прилегающую к выработке; зону разупрочнения и зону пластических деформаций без разрушения, граничащую с областью упругих деформаций. Зоны соответствуют характерным участкам четырехзвенной кусочно-линейной аппроксимации семейства экспериментальных кривых сопротивления и объемного деформирования породы при заданных уровнях напряжения - паспорта прочности и деформируемости породы. Определяющими параметрами аппроксимации экспериментальных диаграмм деформирования пород приняты следующие показатели паспорта прочности и деформируемости: прочность на сжатие, остаточная прочность, угол внутреннего трения, модуль спада несущей способности, коэффициент объемной деформации. Несоответствие принятых механических моделей реальному трещиноватому слоистому массиву корректируют в исходных данных расчетов поправочными коэффициентами к механическим показателям монолитных образцов пород. Зачастую, несоответствие принятой геомеханической модели реальному массиву учитывают введением коэффициентов структурного ослабления для прочностных и деформационных показателей керна породы [42]. Сопоставление результатов аналитических расчетов с экспериментальными данными шахтных измерений показывают невысокую надежность расчетных величин. Одной из причин недостаточной надежности расчетов является то обстоятельство, что из-за отсутствия экспериментальных данных прочностные и деформационные показатели массива пород в области запредельного деформирования и разрушения принимают безосновательно или учитывая качественные характеристики массива. Таким образом математическое описание сложной среды трещиноватого горного массива является чрезвычайно сложным, а решение геомеханических задач аналитическими методами становится практически невозможным из-за непреодолимых математических трудностей, так как физические уравнения, описывающие поведение горного массива, включают компоненты напряжений, деформаций, сложной геометрии строения, условий взаимодействия по контакту.

На сегодняшний день разработан ряд принципиальных аналитических подходов расчета механических показателей трещиноватого горного массива:

1. Скальный массив рассматривается как слоистая среда, механические свойства которой определяются исходя из знания свойств составляющих ее слоев. При этом принимается допущение о том, что между слоистыми и трещиноватыми средами имеется внутренняя аналогия, позволяющая рассматривать заполненные и незаполненные трещины как слои с особыми механическими свойствами [43]. Полученные формулы, позволяющие определить упругие характеристики трещиноватого скального массива, ослабленного системой параллельных трещин (для трещин без заполнителя и с заполнителем).

2. Определение эффективных упругих характеристик скального массива, рассеченного системой параллельных трещин впервые предложенный в [16].

3. Третий подход предполагает исследование механических свойств трещиноватых скальных массивов, в которых трещиноватость скальных массивов имеет хаотичный характер. В рамках этого подхода исследуется тело, содержащее большое количество произвольно ориентированных трещин. Из него выделяется элементарный объем, содержащий единичную полость или разрез конечной длины с заданной величиной раскрытия. Вычисляется его эффективный модуль упругости, после чего, путем интегрирования определяется эффективный модуль упругости всего тела. Исследования, положившие начало этому направлению, представлены в работе [150].

Более строгий подход к решению рассматриваемой задачи использован в работах [28,29], где авторами была предложена методика вычисления эффективных упругих характеристик трещиноватого скального массива, основанная на понятии тензора плотности трещин. Дальнейшее развитие методики [28] позволило использовать ее для определения эффективных характеристик среды, ослабленной полигональной сетью трещин. Альтернативный способ определения эффективных упругих характеристик трещиноватых скальных массивов, основанный на использовании метода асимптотического определения дифференциальных уравнений, был предложен в работе [15].

Аналитические решения позволяют решать задачи применительно к горному массиву с простой геометрией трещиноватости, такой как стратифицированный (слоистый) массив [43,142] и массив с ортогональными системами трещин [62,86,90]. В первом случае применяется допущение, что трещины рассматриваются как отдельный слой с отличными свойствами. Аналитические методы анализа снижают неопределенность при оценке свойств трещиноватого горного массива и позволяют отображать анизотропию свойств относительно эмпирических методов. Использование разработанных на сегодняшний день методик для определения эффективных упругих характеристик трещиноватых сред позволяет во многих случаях представлять трещиноватые скальные массивы и отдельные их области эквивалентной квазисплошной, квазиоднородной, упруго-линейной средами. В то же время многочисленные исследования [31,43,47,50,55,59,97,98,102,103,111-113,152] свидетельствуют, что в большинстве случаев поведение трещиноватых массивов характеризуется существенной нелинейностью. Деформирование трещин при их закрытии и взаимном сдвиге стенок во всех случаях характеризуется существенной нелинейностью. Но главным недостатком применения аналитических методов является невозможность учета геометрически сложных систем трещиноватости, что характерно для реального трещиноватого горного массива, поэтому их применение в рамках поставленной задачи нецелесообразно.

2.2 Использование моделей для исследования трещиноватого горного массива

Модели, использующиеся для репрезентации горного массива, дифференцируются на следующие виды: физические, аналитические и численные. Развитие методических основ для исследования механических процессов в трещиноватом горном массиве требует усложнения подходов, комплексно учитывающих большее количество факторов, оказывающих влияние на поведение массива. Стремление приближения моделирования к идеальному варианту, выражающемуся в виде натурального эксперимента, с удовлетворяющими исследователя граничными условиями и абстракциями, приводит к тому, что в качестве объекта исследования рассматривается не сам горный массив, а его идеализированное отображение – геомеханическая модель, с различной степенью достоверности отображающая механическое поведение массива под воздействием нагрузок, свойства реального горного массива и закономерности их вариации в пространстве. Замена реального горного массива моделью является самым эффективным способом изучения его поведения, так как использование натуральных, а тем более лабораторных экспериментов является практически невозможными не только с финансовой точки зрения, но и зачастую с технической.

Под моделированием массива в данной работе понимается схематизированное воспроизведение основных геологических факторов, результатов геомеханического опробования и проведенной на этой базе интерпретации инженерно-геологических свойств массива (модели математические и эквивалентных материалов не рассматриваются). Важная

аналитическая особенность моделирования заключается в выделении главных и отбрасывании второстепенных геологических факторов с тем чтобы представить сложный природный объект (реальный массив) в виде, поддающемся исследованию ограниченными по своим возможностям методами проектных расчетов.

Строительство любого объекта в горном массиве влечет за собой перераспределение напряжений, анализ которых необходим для определения деформаций стенок выработок, зоны предельного состояния, нагрузок на будущее крепление. В трещиноватом скальном горном массиве в результате проведения выработок, строительства подземных объектов, разработки месторождений полезных ископаемых происходят сложные процессы деформирования, смещения и разрушения блоков горной породы. Целью моделирования является аналитическое определение важности рассмотрения отдельных участков горного массива с позиции безопасности и экономичности для выбора способов определения напряженно-деформированного состояния, создания упрощенного и прагматичного представления о решаемой проблеме.

При решении задачи геомеханики некоторые участки горного массива можно рассматривать, как сплошную однородную среду, но анализ с помощью механики дискретных сред должен применяться к участкам массива, где присутствует трещиноватость, которая оказывает влияние на устойчивость объектов подземного строительства. Отсюда следует, что решение сложных задач наиболее детальным способом с использованием исследовательского подхода должно быть применено к участкам подземных сооружений с повышенной степенью ответственности и требованиями к безопасности. Для массива за пределами зоны влияния подземных работ справедливо будет применение традиционных методов анализ с использованием механики сплошной среды. Модель механики сплошной среды отображает деформации материала в системе в целом, а в модели механики дискретной среды отображаются деформации каждого компонента системы, что в значительной степени влияет на устойчивость подземных сооружений или объектов.

При большом разнообразии строения и свойств скальных пород чрезвычайно трудно разработать модель, которая могла бы описать напряженно-деформированное состояние всех встречающихся в природе разновидностей скальных пород и использовать ее в качестве основы в проекте [14], но за счет вариативности исходных данных, позволяющих учитывать те или иные особенности, в диссертационной работе проводится исследование влияния трещиноватости на механические характеристик блочного массива.

В 1936 г. Г.Н. Кузнецовым предложен метод моделирования эквивалентными материалами, основные положения которого заключаются в следующем: модель толщи пород и вырабатываемого полезного ископаемого изготавливается из некоторых искусственных материалов соблюдением геометрического подобия модели и натуры, в целях достижения механического подобия модель должна удовлетворять дополнительным условиям, которые заключаются в том, что материалы, из которых должна изготавливаться модель, подбираются не с произвольными физико-механическими свойствами, а с такими, которые находились бы в определенных соотношениях с физико-механическими характеристиками горных пород [23].

В последние десятилетия постепенно акцент внимания ученых-исследователей и горных инженеров смещается к численным методам для определения механических параметров трещиноватого горного массива вследствие активного развития компьютерных технологий и увеличения их вычислительных мощностей [106,117,157]. Моделирование и проектирование в горной инженерии имеет широкую методологическую базу, включающую 4 основных подхода:

проектирование на основе предыдущего опыта строительства, проектирование с использованием упрощенных моделей, проектирование с попыткой учета наиболее большого количества параметров для таксации особенностей механизма разрушения массива, метод интегрирующий все вышеперечисленные подходы [105].

Численные методы моделирования можно принципиально дифференцировать на три вида: методы механики сплошной среды (метод конечных элементов, метод граничных элементов, метод конечных разностей); методы механики дискретных сред (PFC, Yade, UDEC, DDA); гибридный метод конечных элементов (ELFEN, Y-Geo).

Преимущественно изучение процессов деформирования и разрушения трещиноватого горного массива традиционно выполняется в рамках механики сплошной среды, где массив моделируется как упругопластическая среда, а механизм деформирования усредняется по определенной области [105]. В механике сплошной среды, предпочтительно используются два подхода для учета нарушенности горного массива. Упругопластическая модель с уменьшенными показателями модуля упругости и параметров прочности и трансверсально-изотропная модель, как правило, используется для отображения механического поведения массива эквивалентным материалом с пониженными показателями прочности и деформируемости относительно лабораторных данных. Большинство методов механики сплошных сред позволяют вычислять напряжения в массиве (*in-situ*) за исключением учета особых условий взаимодействия вдоль существующих трещин в массиве. Неоднородность целиков моделируется путем присвоения разнообразных физико-механических свойств элементам, обычно следуя распределению Гаусса или Вейбулла. Популярны в использовании методы конечных элементов (МКЭ) и конечных разностей (МКР), разница между которыми заключается в отличии методологии расчета узловых перемещений в каждом элементе. В МКЭ собираются уравнения всех конечных элементов, и они решаются в глобальной матричной системе, а в МКР аппроксимируются связанные частные производные непосредственно с различиями на регулярных и нерегулярных сетках. При использовании оба метода дают близкие по значению результаты.

В отличие от методов механики сплошной среды использование метода механики дискретных тел [84, 104,105,117,119] позволяет моделировать конечные перемещения и вращения дискретных тел, в том числе полный отрыв, и автоматически распознавать новые контакты в течении процесса проведения расчета. Основной целью применения численных способов моделирования при использовании механики дискретных сред является учет максимально большего количества особенностей трещиноватого горного массива при моделировании для получения наиболее адекватных результатов. Методы механики дискретных сред были в основном разработаны для изучения тел, характеризующихся уже существующими трещинами, имеющими расстояние между собой сравнимое с масштабом рассматриваемой задачи при анализе, и где метод механики сплошной среды не позволяет обеспечить такие необходимые расчетные критерии, как учет блочности и структуры горного массива. Методы механики дискретных сред могут быть разделены по нескольким принципам, типу контакта между телами, представлениям деформируемости твердого тела, методологии определения и перераспределения контактов, процедуры решения уравнений движения. Реализация метода механики дискретных сред разделяется на два алгоритма решения: явный (*explicit*)- UDEC (*universal distinct element code*), PFC (*particle flow code*); неявный (*implicit*)- DDA method (*discontinuous deformation analysis*).

Численные методы моделирования позволяют качественно и количественно прогнозировать развитие механические процессов в трещиноватом горном массиве. Точность решения при использовании численных методов моделирования зависит от многих факторов, главным из которых является адекватность и обоснованность исходных данных и применяемых граничных условий. Но при всех преимуществах и возможностях численного метода аналогично с другими подходами он имеет проблему неопределенности, так как в реальных условиях трещиноватый горный массив является неоднородной анизотропной средой в следствие неоднородности состава, вызванного литологической непостоянностью пород в массиве, наличия различных систем трещиноватости, процессов выветривания, наличия гидрогеологического режима, неоднородности напряженного состояния, что вызывается воздействием природных и техногенных факторов. В свете сложившегося положения дел, геологам приходится давать все более сложные заключения, что, в свою очередь, увеличивает вероятность ошибки. Таким образом, чем более сложная разрабатывается методика с большим количеством необходимых исходных данных – тем больше шансов ошибиться при проектировании. Из этого следует, что требуется разработка методики вычисления механических характеристик блочного массива, учитывающей сложность его строения и отвечающей критерию необходимости и достаточности исходных данных с целью снижения вероятности широкого расхождения результатов численного расчета и действительными показателями *in-situ*.

2.3 Предлагаемый способ проведения исследования

Как выше было продемонстрировано, изучение развития геомеханических процессов в трещиноватом горном массиве, в частности и блочном, может выполняться с использованием различных подходов. В массиве изменение напряженно-деформированного состояния может происходить с развитием линейных деформаций, но также процесс деформирования может характеризоваться гораздо более сложными процессами, в которых происходит возникновение трещин разрыва, развитие существующей системы трещиноватости, формирование площадок сдвига, возникновение концентраций напряжений между отдельными блоками и частями массива при сопутствующем отсутствии напряжений в соседних зонах. С позиции изучения геомеханических процессов трещиноватый горный массив нецелесообразно рассматривать, как сплошную и однородную среду при исследовательской деятельности, так как объект исследования имеет строго противоположное математическое описание. Интенсивность и характер механических процессов в трещиноватом горном массиве обуславливаются его строением и частными особенностями, но в том числе и параметрами подземных объектов или систем разработки месторождений, от чего зависят размеры вовлекаемых в работу участков массива. Прагматически и с исследовательской, инженерной точек зрения очень важно иметь представление о реальном распределении компонент тензоров напряжений и деформаций в трещиноватом горном массиве, поэтому прогноз механических процессов в каждом участке массива должен основываться на адекватной геомеханической модели среды, учитывающие особенности этой среды в достаточной для решения задачи степени. Многие инженерные методы расчета, как эмпирические и аналитические, в силу принимаемых гипотез и допущений или ограничений применения не позволяют получить обоснованных ответов на актуальные вопросы, выдвигаемые геомеханикой, но использование численного метода моделирования прогрессивно вследствие возможности комплексного учета многих параметров и их варьирования в различных комбинациях для проведения исследований. На основе

вышесказанного следует заключить, что решение геомеханических задач в трещиноватом горном массиве требует особого подхода при проектировании. Важно отметить, что работа направлена на разработку подхода, позволяющего получить и эмпирические и теоретические знания, особое внимание следует при этом уделяется построению геомеханической модели трещиноватого массива, выбору граничных условий и метода расчета.

Подземное пространство при разработке месторождений или при реализации проектов подземного строительства может включать существующие объекты, которые взаимодействуют между собой, или проектироваться со сложным пространственным расположением. Традиционные методы геомеханического анализа, основанные на аналитических и полуэмпирических методах, позволяют ограничено учесть особенности развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений. Применение численных методов для анализа сложных пространственных конструкций подземных сооружений с требуемой высокой степенью надежности является не до конца завершенным вопросом, где процесс накопления и анализа знаний все еще продолжается, но применяемый для исследования метод в отличие от аналитических и полуэмпирических методов, хорошо приспособлен к решению задач в пространственной постановке, также вычислительная способность компьютерных систем позволяет выполнять расчет геомеханических процессов без значительных упрощений с учетом сложного строения трещиноватого горного массива. При идеализировании трещиноватого горного массива учет всей сложности его строения на различных уровнях не производится, рассмотрению подлежат только основные структурные нарушения, а многие структурно-механические особенности рассматриваются не в явном виде, но косвенно. В конкретной горно-геологической и горнотехнической обстановке степень проявления различных структурно-механических особенностей может быть такой, что их учет не внесет принципиальных качественных и количественных изменений в оценку изучаемых механических процессов [2].

Исследования процессов деформирования и разрушения блочного массива в приконтурной области подземных сооружений традиционно выполняются в рамках механики сплошной среды, когда породный массив рассматривается как упругопластическая среда, а сам механизм упругопластического деформирования усреднен по определенной области. В то же время хрупкое разрушение блочных рудных и горных массивов приводит к формированию большого количества новых поверхностей ослабления, на которых локализуется сдвиговые и нормальные растягивающие деформации. Развитие трещиноватости из существующей структуры массива формирует так называемую деформационную анизотропию, которая в свою очередь оказывает влияние на последующий процесс деформирования и разрушения массива. Для описания столь сложного механического поведения массива в диссертационной работе применяется подход, который реализуется в рамках механики дискретной среды с использованием метода конечных элементов. Метод конечных элементов является приближенным методом решения задач механики сплошной среды, где рассматриваемая область, в данном случае структурных блок горной породы, разделяется на конечные элементы, условия равновесия и совместимости деформаций соблюдаются в общих узлах элементов, расположенных в углах элементов.

В рассматриваемой задаче традиционные методы расчета, основанные на неявной схеме интегрирования, не могут быть применены для получения адекватного результата, причиной чему является то, что при неявной схеме интегрирования на каждом шаге приращения усилий или перемещений необходимо выполнение условия равновесия. При моделировании

механизмов развития трещин по существующей структуре массива в его локальных областях происходит потеря равновесия системы, результатом чего может быть резкое изменение ее жесткости, а, соответственно, и сходимости решения. Достижение сходимости решения осуществляется за счет снижения шага приращения нагрузки. Поэтому в работе для моделирования механических процессов в блочном массиве используется явный метод интегрирования, производится уменьшение размера инкремента до момента, когда ускорение практически не изменяется в течении инкремента.

2.4 Выводы по второй главе

Проведенный анализ методов определения механических показателей блочных горных массивов (аналитические, эмпирические, натурные эксперименты, численные подходы решения задачи) позволяет сделать следующие выводы:

1. Недостатком натурных экспериментов, в том числе штампового, заключается в том, что габариты исследуемого объема массива относительно невелики, также стоит отметить, что при подготовке такого образца для испытаний происходит его нарушение, что в итоге влияет на точность, корректность и представительность вычисляемых механических характеристик блочного горного массива. Отдельным столбом стоит вопрос трудоемкости и капиталоемкости проведения натурных экспериментов, особенно исследований с напорной камерой в массиве. Также возникает неопределенность при интерпретации результатов, обусловленных неоднородностью напряженного состояния (использование прессиометра). Проведенный анализ натурных экспериментов позволяет сделать следующие выводы о применимости в рамках проводимого исследования для решения поставленных задач: использование указанных подходов не позволит решить поставленные задачи в связи с ограниченностью применения для относительно небольших участков массива, капиталоемкостью, трудоемкостью. Небольшие размеры опытных целиков (обычно сечением не более 1 м^2) не позволяют оценить влияние наиболее крупных нарушений, протяженных трещин, кроме того, сохранность целиков в процессе их подготовки может быть нарушена, что может понизить результаты натурных опытов.

2. На сегодняшний день отсутствует общепринятая методика определения коэффициента структурного ослабления, в которой бы производился учет основных дефектов, структуры и строения массива, а также особенности приложения нагрузки,

3. Закономерности изменения показателей паспорта прочности и деформируемости горных пород от параметров трещиноватости и напряженного состояния исследованы недостаточно. В частности, не исследован вопрос о влиянии трещиноватости и напряженного состояния на запредельные механические показатели пород. Натурные испытания крупногабаритных частей массива сложны, обладают невысокой представительностью по причине наличия факторов геомеханической неопределенности.

4. Целью данной работы являются повышение достоверности исходных данных о прочностных и деформационных характеристиках блочного массива, для чего требуется разработать методику моделирования трещиноватости в блочном массиве; исследовать влияние трещиноватости на механические характеристики блочного массива; изучить масштабный эффект и причины его формирования в блочном массиве. На основании проведенных исследований разработать метод определения несущей способности междукамерных целиков в блочном массиве.

ГЛАВА 3. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЛОЧНОГО ГОРНОГО МАССИВА

3.1 Разработка и описание созданных численных математических моделей

Проведенное диссертационное исследование содержит результаты комплексного анализа механизма разрушения блочного горного массива и целиков, расположенных в последнем, с использованием метода конечных элементов в программном комплексе Simulia Abaqus. Применение численного моделирования методом конечным элементов блочного горного массива с учетом существующей в массиве сетки трещин, их ориентации в пространстве и частоты позволяет рассматривать механизм разрушения блочного горного массива, вычислять количественное влияния трещиноватости по механические характеристики блочного массива, что невозможно при использовании традиционных аналитических и эмпирических методов расчета.

Метод моделирования позволяет ввести в решение задачи факторы, влияющие на механическое поведение блочного массива, и приблизиться, таким образом, к более реальным условиям его работы. При исследовании затрагиваемых в диссертации вопросов механики дискретных тел с помощью численного моделирования появляется возможность изучения влияния отдельных факторов в различных комбинациях, что позволяет оценить их роль и удельный вес в интересующих механизмах разрушения блочного горного массива. Можно выделить два основных элемента прогноза напряженно-деформированного состояния в трещиноватом горном массиве, учитываемых в диссертационном исследовании, а именно: достоверность репрезентации трещиноватого массива с позиции структурных особенностей и механического поведения (инженерно-геологическое характеристики, трещиноватость и ее количественная характеристика, модель поведения материала). Указанные элементы формируют геомеханическую модель среды. В работе исследуются участки блочного массива, которые располагаются в одном геологическом элементе, поэтому значимость влияния данного фактора на протекающие механические процессы опускается. Контрапунктом к предыдущему стоит фактор трещиноватости, влиянию которого на механику блочного массива и посвящена работа. Модель структурной нарушенности массива интегрирует в расчет сложносочинённые системы трещин в рамках механики дискретного тела, имеющие соразмерные масштабы с исследуемым участком массива. Как будет ниже продемонстрировано, наличие трещин принципиально изменяет представление о поведении массива, полученное в рамках механики сплошной среды, и практическая значимость подчеркивается значительным изменением механических характеристик массива, механизма проявления геомеханических процессов внутри и в приконтурных его зонах, если рассматривать объекты подземного строительства. Теоретическим базисом и предметом рассуждения в диссертационной работе является учение о подобии, сформулированное академиком М.В. Кирпичевым в работе «Теории подобия»: «Подобными называются явления, происходящие в геометрически подобных системах, если у них во всех сходственных точках отношение одноименных величин есть постоянные числа. Эти отношения, так называемые константы подобия (или переходные множители), не могут быть выбираемы произвольно, так как величины, характеризующие явления, вообще говоря, независимы друг от друга, а находятся в определенной связи, обусловленной законами природы. Во многих случаях эта связь может быть выражена математически в виде уравнения, для подобных между собой явлений оно должно иметь одинаковый вид.

Наличие такого «уравнения связи» между физическими величинами, характеризующими явление, налагает определенное ограничение на выбор констант подобия».

Численные подходы с использованием механики дискретной среды, когда в расчет включаются существующие в массиве структурные элементы в виде блоков горной породы, позволяют учитывать сложность строения целика, проектируемого в блочном горном массиве, для чего необходимым условием является наличие подробной информации о геологической структуре и строении массива на этом участке. Подземное пространство при разработке месторождений или при реализации проектов подземного строительства может включать существующие объекты, которые взаимодействуют между собой, или проектироваться со сложным пространственным расположением. Традиционные методы геомеханического анализа, основанные на аналитических и полуэмпирических методах, позволяют ограничено учесть особенности развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений. Применение численных методов для анализа сложных пространственных конструкций подземных сооружений с требуемой высокой степенью надежности является не до конца завершённым вопросом, где процесс накопления и анализа знаний все еще продолжается, но он имеет ряд принципиально важных преимуществ. Численные методы анализа в отличие от классических методов хорошо приспособлены к решению задач в пространственной постановке. В настоящее время вычислительная способность современных высокопроизводительных систем позволяет выполнять расчет ожидаемых геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации без значительных упрощений, с учетом этапности их строительства и сложного механического поведения породного массива.

Для проведения исследований используется численная модель представительного участка породного массива, на основании которой проводятся виртуальные лабораторные исследования с целью изучения его механического поведения и последующего определения прочностных и деформационных характеристик. Под виртуальными экспериментами подразумеваются эксперименты, граничные условия которых эквивалентны условиям при реальном или натурном эксперименте.

Для проведения виртуальных экспериментов использовалось математическое моделирование с помощью метода конечных элементов, выполненного в программном комплексе Simulia Abaqus. Метод конечных элементов применяется для решения задачи механики деформируемого твердого тела. В работе принимается упруго-пластическая модель поведения Кулона-Мора, которая отражает поведение горной породы, характеристика которого получена в лабораторных условиях, и относится к феноменологическим теориям. Модель механического поведения горной породы необходима для достоверного прогноза механических процессов в внутри блока горной породы, в его окрестности и в приконтурных зонах подземных объектов и сооружений. Выбранная модель механического материала адекватно описывает поведение твердых горных пород и сформулирована она в рамках механики сплошной среды, таким образом она позволяет в модели материалу деформироваться упруго, что описывается линейной зависимостью напряжений от деформаций, и пластически, то есть в материале реализуются необратимые деформации.

При этом каждая разработанная геомеханическая модель блочного массива представляет собой совокупность тел, являющихся блоками горной породы, таким образом, при решении задачи допускаются перемещения каждого блока и их вращение, полный их разрыв, формирование новых контактов взаимодействия в процессе деформирования и разрушения численной модели массива.

Используемое в исследовании решение основано на явной расчетной схеме решения задачи. Выбор математической модели для исследования поведения трещиноватого горного массива обоснован высокой точностью описания поведения скальной породы и своей распространённостью среди феноменологических теорий прочности скальных пород. При решении задачи исходим из того, что трещиноватый горный массив разрушается вследствие наличия в нем трещин, вдоль которых и происходят основные сдвиговые деформации, поэтому предельное состояние блоков горной породы не достигается, а их деформирование учитывается за счет присвоения им пластичности в поведении. Для описания механического поведения по контакту взаимодействия блоков горной породы использовался нелинейный критерий прочности Бартона, который позволяет учитывать изменения прочности по контакту взаимодействия самостоятельных блоков горной породы при вариации возникающих главных напряжений на контактах.

Взаимосвязь между поверхностями ослабления формируется в явном виде, через контактное взаимодействие, в то время как микро- и макротрещины учитываются через эквивалентные механические показатели внутри блоков горной породы. Таким образом, смещения по поверхностям ослабления моделируются в явном виде, а не рассматриваются через усредненные показатели. Механика дискретных сред в работе используется для описания механического поведения нарушенного породного массива, который разделен поверхностями ослабления. Сам процесс деформирования не сопровождается формированием новых трещин, а только раскрытием и выходом из зацепления существующих, что справедливо для блочной структуры массива.

Сложность и разнообразие массивов пород не позволяет учесть все особенности их строения, поэтому, при исследовании в диссертации принимаются во внимание только наиболее существенные. К ним относим блочное строение массива, форму и размеры элементарных блоков, их ориентацию и контактные условия между ними. Массив рассматривается как собрание прочных элементов, граничащих между собой по существующей системе трещин, ширина которых по сравнению с размерами элементов ничтожно мала. Из выше сказанного следует, что сложность геологического строения трещиноватого скального массива вынуждает рассматривать не сам массив, а его идеализированное отображение, чем является геомеханическая численная математическая модель. Для построения такой модели схематизируется строение массива, состав, физико-механические-характеристики, условия взаимодействия блоков горной породы по контакту. Построение численной модели масштабно-неоднородного массива велось в следующей последовательности: выделена и проанализирована по инженерно-геологическим данным структура трещиноватости, отражающая особенности геометрического строения горного массива и определяющая форму блоков; выбраны геометрические формы целиков для моделей и граничные условия задачи; создана на основе предыдущей информации геомеханическая модель, содержащая информацию о механических характеристиках пород; построены блочные геометрические модели массива (целиков); выполнены расчет задачи и количественная оценка результатов. При этом анализ геометрических параметров рассматриваемого объекта приводит к тому, что граничные поверхности последнего представляют собой многосвязные области, учет которых приводит к существенному усложнению процедуры нахождения решения задачи.

Критерий разрушения трещиноватого горного массива является важнейшим элементом построения модели целика при проектировании системы разработки месторождения полезного

ископаемого. Нужно отметить, что применяемая упруго-пластическая модель Кулона-Мора не учитывает снижение несущей способности, которое происходит при испытании образца скальной горной породы. Считается, что блоки горной породы, образующие блочный массив не достигают предельного состояния при его нагружении, а разрушение целика происходит в результате сдвига по образующимся поверхностям ослабления. Так как степень проявления отдельных структурных факторов и особенностей массива будет количественно неравнозначна, при моделировании некоторые из них опускаются, так как считается что влияние их незначительно и не оказывает существенного влияния не изучаемые геомеханические процессы, но так же стоит добавить, что причиной к такому подходу на данном этапе является то, что задача является комплексной и результаты при попытке усложнения исходных данных могут быть неоднозначными и трактовка их может быть запутана. Дальнейшее исследование безусловно требуют учета фильтрационных свойств горных пород, наличия воды, допущения возможности разрушения отдельных цельных блоков горной породы на дискретные составляющие.

С целью проведения численных экспериментов выбран имеющий блочное строение Хибинский массив, из которого выделялись целики различного геометрического строения. В геологическом отношении Хибинский массив щелочных пород, в пределах которого расположено месторождение Плато Расвумчорр, представляет собой сложную многофазную интрузию центрального типа, приуроченную к зоне сочленения нижнепротерозойского имандра-варзугского комплекса осадочно-вулканогенных пород с гнейсами архея. Архейские метаморфические породы окружают массив с севера, северо-востока и юго-востока. Они представлены биотитовыми, гранат-биотитовыми, биотит-амфиболовыми гнейсами и мигматитами, относимыми условно к кольско-беломорскому комплексу. Протерозойские породы обрамляют Хибинский массив с юга и запада.

Напряженное состояние массива пород на месторождении образуется в результате действия двух силовых полей: гравитационного и тектонического. Гравитационная составляющая напряжений возникает в результате действия веса столба вышележащих пород. Тектоническое поле напряжений создается неравномерным распределением скоростей тектонических движений и деформаций земной коры в пространстве. В большинстве случаев для условий отработки месторождения Плато Расвумчорр тектонические напряжения значительно превышают напряжения от веса вышележащих пород. По результатам детального изучения месторождения Плато Расвумчорр с помощью стереографических поверхностей и картирования трещиноватости среднего горизонта месторождения выделена основная система трещиноватости, простирающаяся в субширотном направлении (угол падения 0-15°), сеть трещин является полигональной, системной и непрерывной. Частота трещин в системе, как правило, составляет 1-6 шт./м [27,34]. Трещины ровные, плавно искривленные, иногда притерты. По указанным данным выполнялось создание виртуальной модели структурной нарушенности массива, что позволяет учесть влияние трещин и поверхностей ослабления на механическое поведение массива и его прочностные и деформационные характеристики. Известно, что наибольшее влияние структурная нарушенность оказывает на прочные скальные и полускальные породы, у которых снижается показатели прочности относительно данных, полученных на монолитных образцах в лабораторных условиях. Как указывалось, в первой и второй главах, существуют различные способы учета трещиноватости и оценки ее влияния на механические характеристики массива, где принципиально можно выделить широко используемые эмпирические зависимости, в которых по сформулированным факторам

трещиноватости производится перерасчет показателей керна горной породы, и второй подход, реализации которого посвящена диссертация - численное моделирование.

Были построены три системы трещиноватости на основе вышеприведённых данных о трещиноватости, имеющие разницу в структурном строении (рисунок 3.1 *a, b, c*), где показаны хаотичная, упорядоченная и хаотично-упорядоченная системы трещиноватости. Над данными типами блочных массивов в диссертации далее проводятся исследования.

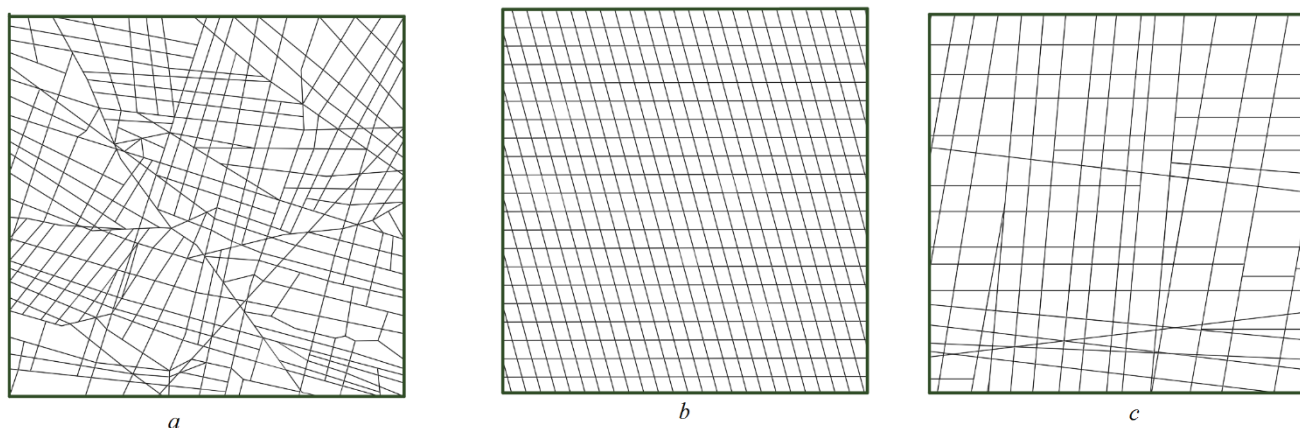


Рисунок 3.1 - Геометрические модели блочного массива с тремя видами структурной нарушенности (*a* – хаотичная, *b*- упорядоченная, *c* – хаотично-упорядоченная).

В рамках работы по изучению физико-механических свойств ненарушенной горной породы в лабораторных условиях экспериментальным путем получена следующая информация о физико-механических характеристиках: $\rho=2760$ кг/м³, модуль упругости, $E=5 \cdot 10^4$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu=0.255$, угол внутреннего трения $\varphi=27^\circ$, сцепление $c=30$ МПа. В целом величины модуля упругости апатито-нефелиновых руд находятся в пределах $(3,2-8,4) \cdot 10^4$ МПа в натуральных условиях. Наиболее слабой упругостью обладают богатые апатито-нефелиновые руды - $3,2 \cdot 10^4$ МПа и породы, обогащенные слюдой, в частности лепидомелановые рихсдорриты - $2,9 \cdot 10^4$ МПа [27,34,51]. Приведенные данные используются для построения численных геомеханических моделей блочного массива всех трех рассматриваемых типов трещиноватости (рисунок 3.1).

Для того, чтобы оценить влияние трещин на поведение скального массива, необходима информация о их механических характеристиках. Трещиноватость уртитов на одном из участков месторождения «Плато Расвумчорр» имеет средний угол падения, хорошо выражена, ориентирована в меридиальном направлении, трещины этой системы незначительно приоткрыты (до 0,5 см) и заполнены натролитом, их протяженность превышает 60 метров. Экспериментальным путем получены следующие величины показателей при взаимодействии блоков горной породы по контакту: остаточный угол внутреннего трения составляет 27° , сцепление 795 Па, прочность на сжатие материала стенки трещины 20 МПа, коэффициент шероховатости при использовании нелинейного критерия прочности Бартона поверхности взаимодействия блоков равен 18 (принимается, что трещины являются в высокой степени шероховатыми). Исследования показали, что при соприкосновении двух шероховатых поверхностей, площадь действительных контактов равна практически нулю, а контактные напряжения возникают только в соприкасающихся местах. При увеличении нормальной нагрузки площадь касания возрастает вследствие упругого деформирования неровностей шероховатости, а затем их разрушения.

Построенная геомеханическая модель использовалась для выбора и составления расчетной схемы – модели, для которой заданы начальные и граничные условия, выбран размер исследуемой зоны, определен метод, использующийся для анализа происходящих в массиве механических процессов. При этом построение исходной численной модели участка массива с размерами 30×30 м производится по результатам геофизических исследований.

Для изучения анизотропии механических характеристик целиков в трещиноватом горном массиве были разработаны модели трех различных систем трещиноватости (рисунок 3.2 *a, b, c*) с шириной 4 м и высотой 8 м (трещиноватость (рисунок 3.2 *a, b*)) и с шириной и высотой 2 м (трещиноватость - рисунок 3.2 *c*). Вращение угла наклона трещиноватости производилось с шагом 15 градусов. Для изучения влияния ширины целика на его несущую способность при постоянной высоте (4 м) были построены модели с варьированием изменяемого параметра от 3 до 7 метров с шагом 1 м. Для изучения влияния высоты целика на его несущую способность при постоянной ширине (4 м) были построены модели с варьированием высоты от 3 до 10 метров с шагом 1 м. Для изучения масштабного эффекта механических характеристик исследуемого объекта были построены модели с следующими размерами: 0,5×1 м, 1×2 м, 1,5×3 м, 2×4 м, 2,5×5 м, 3×6 м, 4×8 м для системы трещиноватости (*b*), а для системы (*a*) соотношения сторон блочного массива варьировались в следующем порядке: 1:1, 1:1.5, 1:2. Типовая расчетная схема (схема заданных деформаций), использованная в работе указана на рисунке ниже (рисунок 3.2). Нижняя часть модели закреплена в неподвижном состоянии, к модели массива с помощью абсолютно жесткой пластины, находящейся сверху передаются напряжения за счет ее перемещения вниз. Таким образом целик, находящийся между жесткими пластинками, подвергается нагрузке с последующей деформацией и перераспределением напряжений. Однозначность напряженно-деформированного состояния применительно к испытаниям в режиме заданного деформирования предполагает, что каждому значению величины продольной деформации образца при заданном боковом давлении соответствуют одно определенное значение главного нормального напряжения и одно определенное значение поперечной деформации.

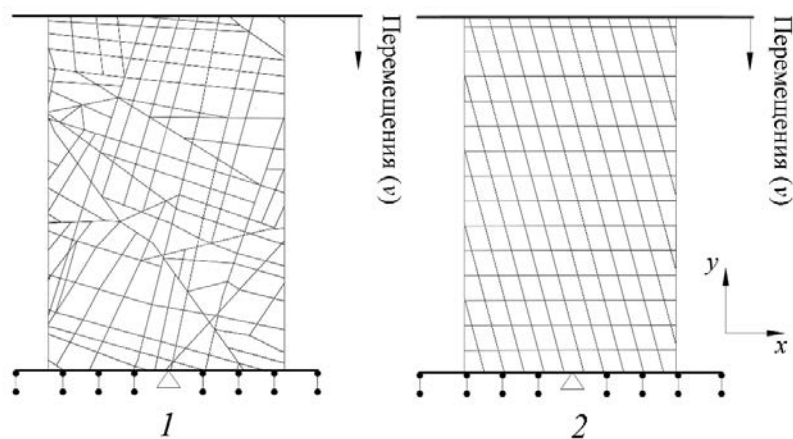


Рисунок 3.2– Принципиальная расчетная схема численного эксперимента на одноосное сжатие целика в трещиноватом горном массиве, имеющем блочное строение: 1 – система трещиноватости *a*; 2- система трещиноватости *b*.

Координаты функции деформирования в осях «напряжение - продольная деформация» соответствуют определенному напряженно-деформированному состоянию образца блочного массива как, например, предел прочности на сжатие, и располагаются последовательно друг за

другом по мере выполнения численного эксперимента. Получается, что численная модель образца блочного массива испытывается в специальном режиме при непрерывной фиксации величин напряжений и деформаций. Создание в модели заданных уровней напряжений на характерных стадиях его деформирования осуществляли при помощи определенной последовательности осевого и бокового давлений.

3.2 Моделирование взаимодействия блоков горной породы по контакту

Наиболее существенное влияние на устойчивость обнажений, горных выработок, откосов уступов и бортов карьеров оказывают физико-механические свойства и трещиноватость массива пород [155]. От достоверности определения свойств массива пород по контактам в значительной степени зависит надежность геомеханических расчетов.

Основное внимание при анализе результатов изучения физико-механических свойств пород уделялось показателям их прочности, прежде всего, характеристикам сопротивления сдвигу – сцеплению (c) и углу внутреннего трения (φ), а также сопротивляемости сдвигу по естественным поверхностям ослабления горного массива (по контактам слоев, трещинам – углу трения φ и сцеплению c) [131]. Кроме того, нужно учитывать при моделировании другие физические характеристики, в том числе плотность (ρ). Во всех численных экспериментах в диссертации контактная трещина соединяет два блока, физико-механические свойства которых одинаковы.

Для описания поведения горной породы по контакту взаимодействия между блоками вдоль трещины в исследовании используется нелинейный критерий прочности Бартона [63-66]. Так как сцепление породы по поверхности трещины практически отсутствует, у непрерывных поверхностей трещин большой протяженности касательные напряжения могут восприниматься в сущности только посредством трения [14]. Сопротивление сдвигу в таком случае описывается следующим выражением:

$$\tau_{\text{ост}} = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_{\text{ост}}, \quad (3-1)$$

Угол остаточного трения $\varphi_{\text{ост}}$ может принимать очень малые значения по причине наличия на поверхности трещины тонкой пленки. При наличии трещин с глинистым или песчаным заполнителем, толщина которого больше амплитуды колебаний шероховатости трещины, сопротивление сдвигу определяется сопротивлением материала заполнителя [14]. В предельном состоянии, после того, как сдвиг произошел и величина сцепления снижается до нуля, происходит снижение прочности до остаточного значения $\tau_{\text{ост}}$.

Анализируя сопротивление сдвигу по трещинам, необходимо учитывать влияние на этот параметр прочности на сдвиг материала стенок трещины. Зависимость между предельной прочностью на сдвиг и нормальными напряжениями может быть представлена формулой Кулона-Мора:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi, \quad (3-2)$$

где c - сцепление сцементированных поверхностей;

φ - угол внутреннего трения.

Исследования показывают, что в массиве ненарушенных горных пород величина сцепления изменяется в пределах от 10 до 30 МПа. Следует принимать во внимание, что в действительности материал стенок трещины всегда имеет различные нарушения, вследствие чего прочность на сдвиг будет меньше определяемой по формуле (3-2) и в каждом случае ее нужно уточнять экспериментально. В блочном массиве поверхности трещин практически не

бывают гладкими. Неровности и шероховатость поверхностей трещин имеют значительное влияние на параметры сдвига. Главным образом следствием неровности поверхности трещины является увеличение прочности на сдвиг. *Patton* (1966) продемонстрировал влияние шероховатости стенок трещины, проведя эксперимент, в котором испытывался образец пилообразной формы, как показано на рисунке ниже (рисунок 3.3). Сдвиговые перемещения в этих образцах как результат сдвижения поверхностей по наклонным плоскостям служат причиной расширения образца (дилатансии). Сдвиговая прочность пилообразного образца Паттона выражается в следующей формуле:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi + i), \quad (3-3)$$

где i - угол пилообразной поверхности. Это уравнение позволяет определять предельное сопротивление сдвигу по трещине до тех пор, пока нормальные напряжения возрастают до значения, при котором сдвиг по поверхности выступов станет невозможным и начнется сдвиговое разрушение шероховатости. Этот процесс обычно происходит с частичным срезом зубцов и формированием поверхности скольжения, характеризуемой остаточным углом трения $\varphi_{\text{ост}}$.

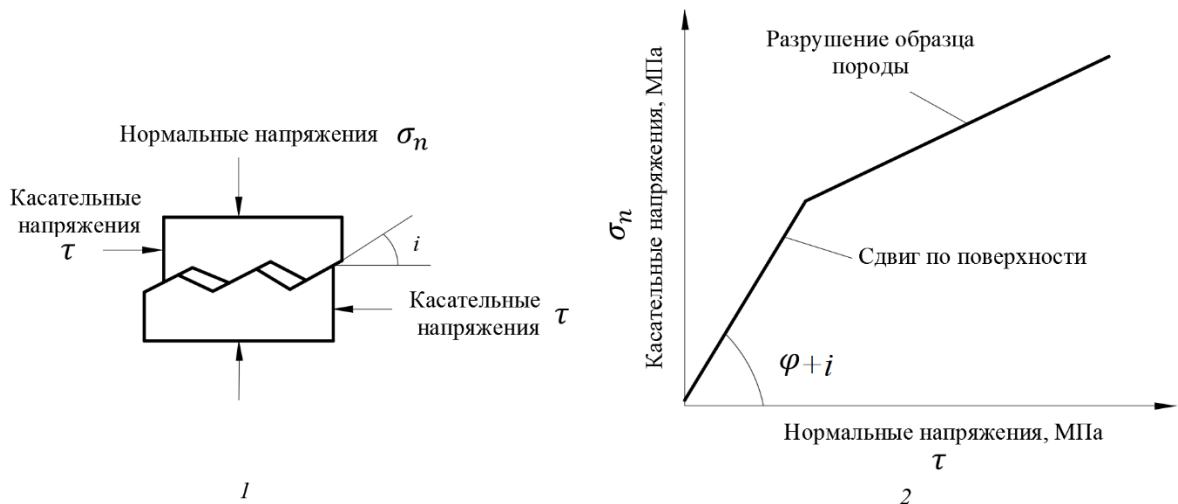


Рисунок 3.3 – Схема разрушения по контакту блоков горной породы (1), паспорт прочности по контакту взаимодействия (2).

Бартон разработал свой первый нелинейный критерий прочности трещин в массиве (используя основной угол трения φ) по проанализированному большому количеству экспериментов. Бартон [65] на основе прямых сдвиговых экспериментов 130 образцов с различной степенью выветрелости вывел следующую зависимость:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \left(JRC \cdot \lg \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_{\text{ост}} \right), \quad (3-4)$$

где $\varphi_{\text{ост}}$ - остаточный угол трения;

JRC - коэффициент шероховатости трещины [118];

JCS - прочность на сжатие материала стенки трещины;

σ_n - действующее нормальное напряжение.

Определяющее влияние оказывает величина нормального напряжения при выборе критерия прочности при сдвиге. При небольших нормальных напряжениях и наличии возможности развития процесса дилатансии критерий прочности по контакту принимает следующий вид:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi + i), \quad (3-5)$$

При невозможности раскрытия трещин и сдвиге с разрушением неровностей критерий прочности имеет вид:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg}\varphi, \quad (3-6)$$

В запредельном состоянии при полном разрушении выступов шероховатости трещины используется следующая зависимость:

$$\tau_{\text{ост}} = c_{\text{ост}} + \sigma_n \operatorname{tg}\varphi_{\text{ост}}, \quad (3-7)$$

Если сцепление в плоскости сдвигового разрушения мало, то предыдущая формула преобразовывается:

$$\tau_{\text{ост}} = \sigma_n \operatorname{tg}\varphi_{\text{ост}} \quad (3-8)$$

Во многих случаях, согласно данным [16], $\varphi_{\text{ост}}$ приравнивается по значению к φ , так как численная разница между ними мала. Точная оценка прочности на сдвиг по направлению трещины является одним из самых важных этапов в горном проектировании, особенно, если речь идет о строительстве выработок в трещиноватом горном массиве или обосновании устойчивости откосов. Обычно для определения прочностных показателей по контакту между блоками горной породы применяются испытания на прямой сдвиг. Преимущественно таким способом выполняются испытания в лабораторных условиях, но также их возможно проводить и в натуральных условиях. Описание механического поведения трещин возможно при использовании двух способов: теоретического, в котором адаптированы различные теории (например, теория пластичности) для моделирования поведения трещины, и эмпирического, в котором на основе экспериментальных данных проводится анализ для вывода зависимостей между переменными, после чего составляется модель в соответствие с наблюдаемым поведением трещины при нагрузке [141]. Определяющими факторами при вычислении механических параметров трещины являются наличие заполнителя в трещине, шероховатость поверхности стенок трещины, прочность материала стенок трещины, наличие воды в трещине. Каждый отдельный фактор оказывает влияние на величину механических параметров контакта блоков.

Эмпирические и теоретические модели поведения блоков горной породы по контакту были разработаны для прогнозирования прочности на сдвиг в горных массивах [72,74,89,94,101]. Стандартные испытания трещин на сдвиг могут давать преувеличенные показатели сцепления в то время, как на самом деле даже трещины с самыми грубыми поверхностями не имеют сцепления, но у них высокие показатели угла внутреннего трения при низких напряжениях. Блоки горного массива при рассмотрении крупномасштабного взаимодействия с горными сооружениями могут иметь и сцепление, и значительные величины прочности на сдвиг вследствие наличия нормальной составляющей нагрузки. Когезионные связи по контакту взаимодействия блоков горной породы разрушаются при малых деформациях и переходят в трение при увеличении сдвига. Прочность на сдвиг ровных трещин точно описывается критерием прочности Кулона-Мора и аппроксимируется линейной зависимостью между касательными и нормальными напряжениями.

Известным является тот факт, что механическое поведение горных блоков по контакту зависит от их рассматриваемых габаритов, поэтому понимание и оценка масштабного эффекта, влияющего на величину прочностных показателей трещины, являются важными

составляющими инженерного анализа. Первое исследование проявляющегося масштабного эффекта у трещин было проведено *Pratt*, где по результатам испытаний был сделан вывод, что прочность на сдвиг трещины линейно снижается при увеличении длины трещины. Более широко масштабный эффект у трещин был изучен Бандисом (*Bandis*) [63], где исследователь показывает, что с увеличением рассматриваемого размера трещины происходит снижение прочности на сдвиг и угла внутреннего трения. Учет масштабного эффекта при использовании критерия прочности Бандиса-Бартона производится по следующим зависимостям для величин коэффициентов шероховатости трещины и прочности на сжатие материала трещины [63]:

$$JRC_n = JRC_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,02JRC_0} \quad (3-9)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,03JRC_0} \quad (3-10)$$

Таким образом протяженность блоков горной породы в трещиноватом массиве оказывает влияние на конечный результат в горном проектировании, что проявляется в масштабном эффекте.

3.3 Численный эксперимент на сдвиг блоков горной породы

Численный эксперимент на сдвиг блоков горной породы проводился в два этапа (рисунок 3.4): на первом из них была постепенно приложена нормальная нагрузка к горизонтальной поверхности вышележащего блока, а на втором проводился сдвиг его относительно закрепленного в неподвижном состоянии нижнего блока. Для каждого такого численного эксперимента варьировалась величина нормальных напряжений в пределах от 0 до 3,5 МПа с шагом 0,5 МПа. Были построены 36 моделей испытаний блоков на сдвиг, где в качестве критерия прочности по контакту использовался критерий Бартона-Бендиса. Для оценки влияния неровностей по контакту на прочностные свойства трещины были проведены аналитические расчеты на основе лабораторных данных по критерию прочности Бандиса-Бартона при различных показателях коэффициента шероховатости, после чего с помощью численного подхода удалось получать аналогичный результат в программном комплексе Similia Abaqus с погрешностью не более 0,5 %.

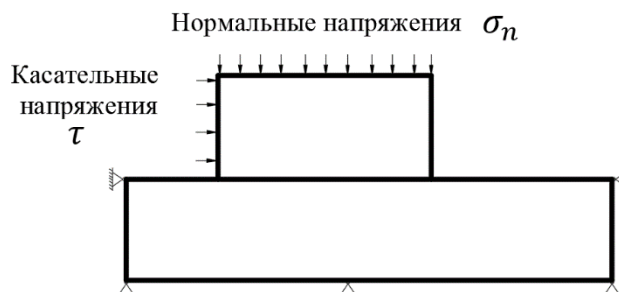


Рисунок 3.4 -Схема приложения нагрузки при численном эксперименте на сдвиг.

В качестве показателя шероховатости были выбраны три варианта, когда показатель шероховатости стенок трещин JRC равен 2, 8 и 18. В первом случае зависимость, отражающая паспорт прочности взаимодействия по контакту отражена на рисунке 3.5. Построение графиков зависимостей производилось по полученным координатам точек предельного состояния

касательных и нормальных напряжений. В случае с численным моделированием координата каждой точки предельного состояния на паспорте прочности вычислялось по результатам отдельного численного эксперимента с индивидуальной величиной нормальных напряжений (рисунок 3.6). На рисунке 3.6 изображены графики деформирования при численном эксперименте на сдвиг блоков горной породы при различной величине прикладываемых нормальных напряжений (1 МПа, 2 МПа, 3.5 МПа) при показателе JRC равном 2.

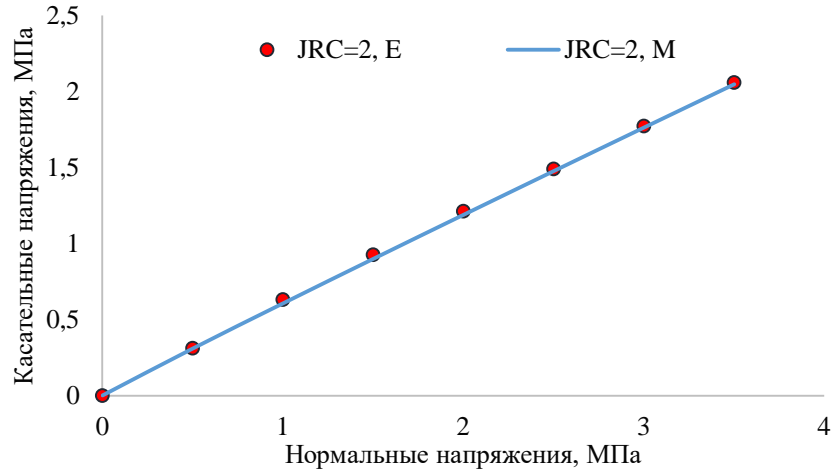


Рисунок 3.5 - Паспорт прочности взаимодействия по контакту блоков горной породы (руды) при показателе JRC равном 2 для аналитического решения (E) и численного моделирования (M).

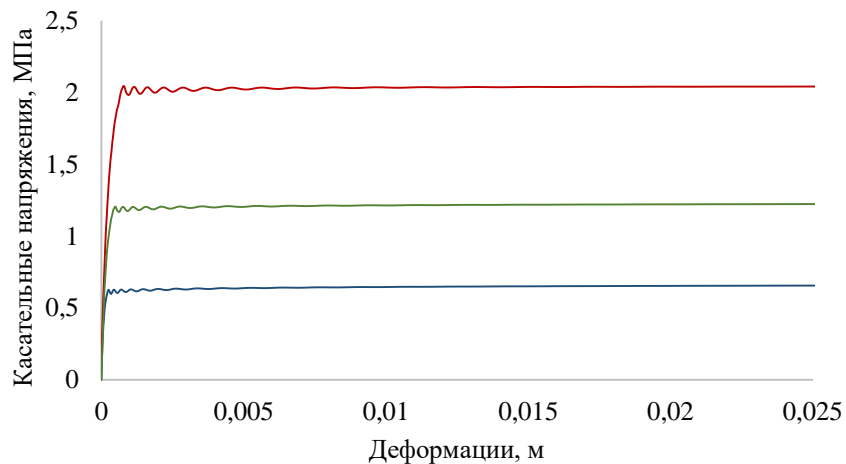


Рисунок 3.6 - Графики деформирования при численном эксперименте на сдвиг блоков горной породы при различной величине прикладываемых нормальных напряжений (1 МПа, 2 МПа, 3.5 МПа) при показателе JRC равном 2.

Аналогичным способом, согласно вышеописанному варианту по построению паспорта прочности по контакту взаимодействия блоков горной породы с использованием нелинейного критерия прочности Бартона-Бандиса с показателем шероховатости стенок трещины 2, производились численные эксперименты для показателей JRC 8 и 18. На построенных графиках зависимостей предельных касательных и нормальных напряжений (рисунок 3.5, рисунок 3.7, рисунок 3.9, рисунок 3.11) произведено сравнение с аналитическим решением.

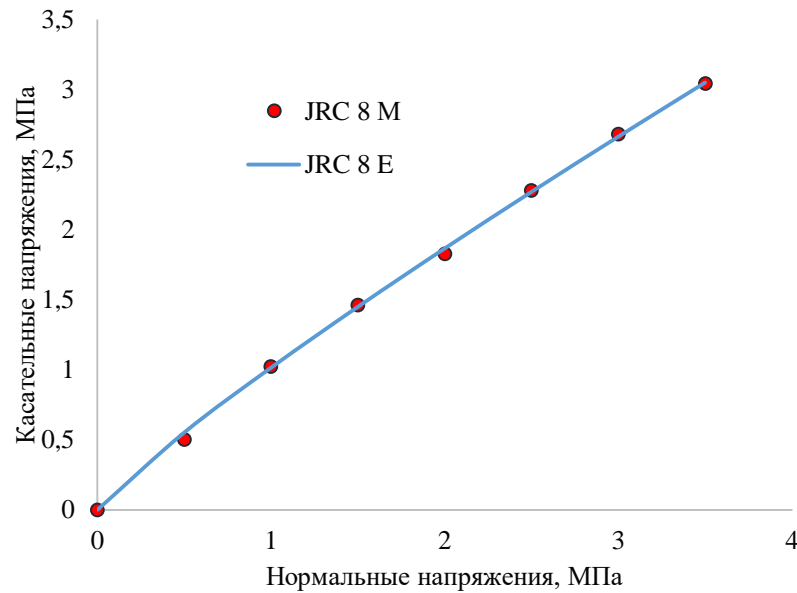


Рисунок 3.7 - Паспорт прочности взаимодействия по контакту блоков горной породы (руды) при показателе JRC равном 8 для аналитического решения (E) и численного моделирования (M).

На рисунках (рисунок 3.8, рисунок 3.10) изображены графики деформирования при численном эксперименте на сдвиг блоков горной породы при различной величине прикладываемых нормальных напряжений (1 МПа, 2 МПа, 3.5 МПа) при показателе JRC равном 8 и 18, соответственно. На рисунках (рисунок 3.7, рисунок 3.9) построены паспорта прочности взаимодействия блоков горной породы с использованием аналитического решения и численного эксперимента (в обоих случаях исходные данные были одинаковыми, полученными в лабораторных условиях). На рисунке 3.9 приведены построенные графики зависимостей предельных касательных и нормальных напряжений при показателе JRC 18.

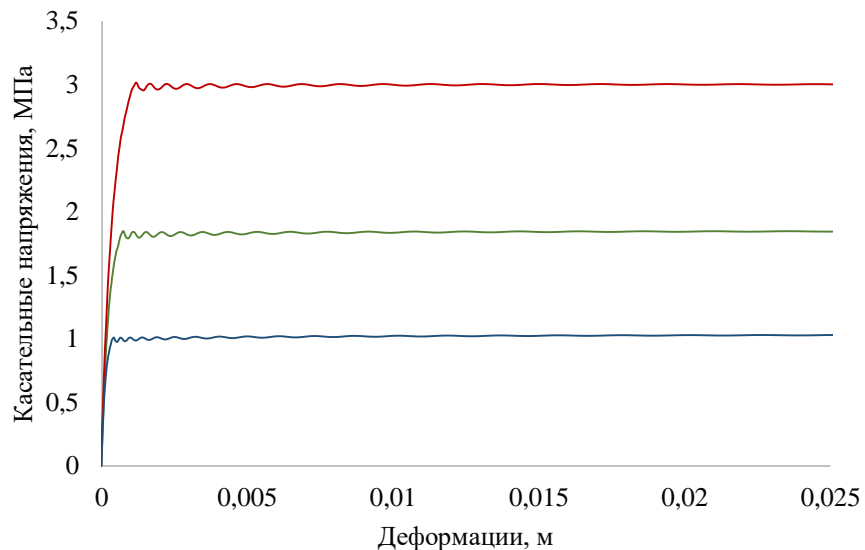


Рисунок 3.8 - Графики деформирования при численном эксперименте на сдвиг блоков горной породы при различной величине прикладываемых нормальных напряжений (1 МПа, 2 МПа, 3.5 МПа) при показателе JRC равном 8.

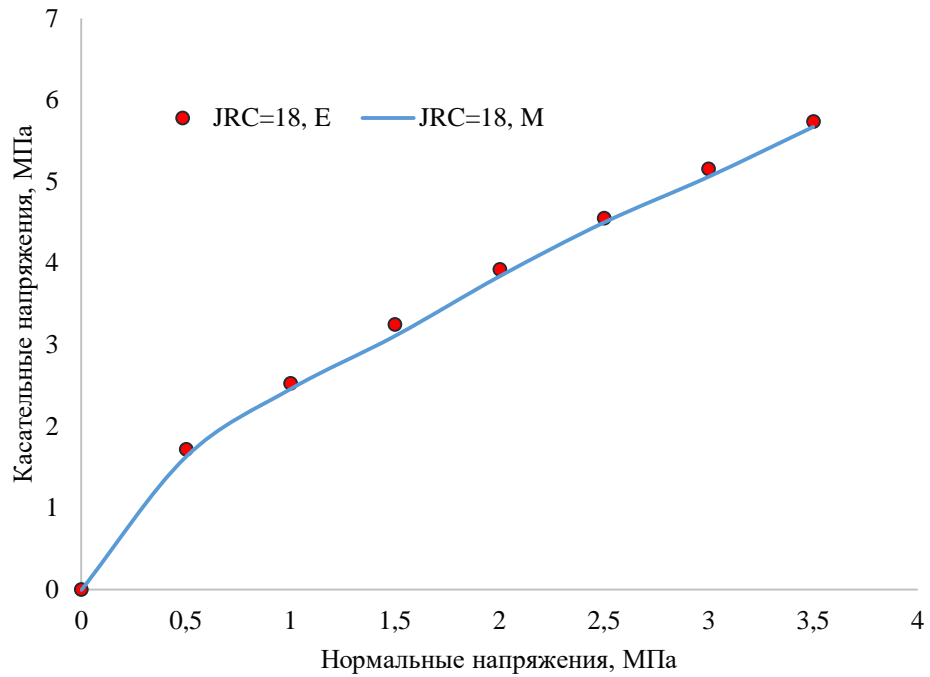


Рисунок 3.9 - Паспорт прочности взаимодействия по контакту блоков горной породы (руды) при показателе JRC равном 18 для аналитического решения (E) и численного моделирования (M).

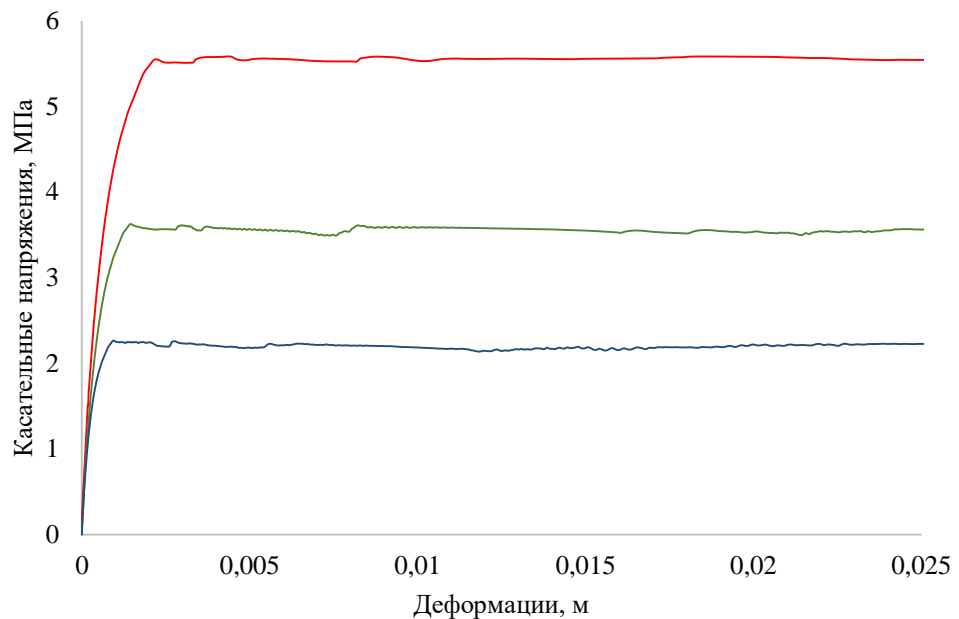


Рисунок 3.10 - Графики деформирования при численном эксперименте на сдвиг блоков горной породы при различной величине прикладываемых нормальных напряжений (1 МПа, 2 МПа, 3.5 МПа) при показателе JRC равном 18.

Задача по моделированию взаимодействия блоков по контакту решалась с целью получения аналогичного результата аналитическому решению на прямой сдвиг с помощью метода численного моделирования, что в дальнейшем будет использоваться для моделирования трещиноватого горного массива, где подобных контактов взаимодействия имеется большое

количество. На рисунке 3.11 сведены в общий график паспорта прочности взаимодействия блоков горной породы по контакту.

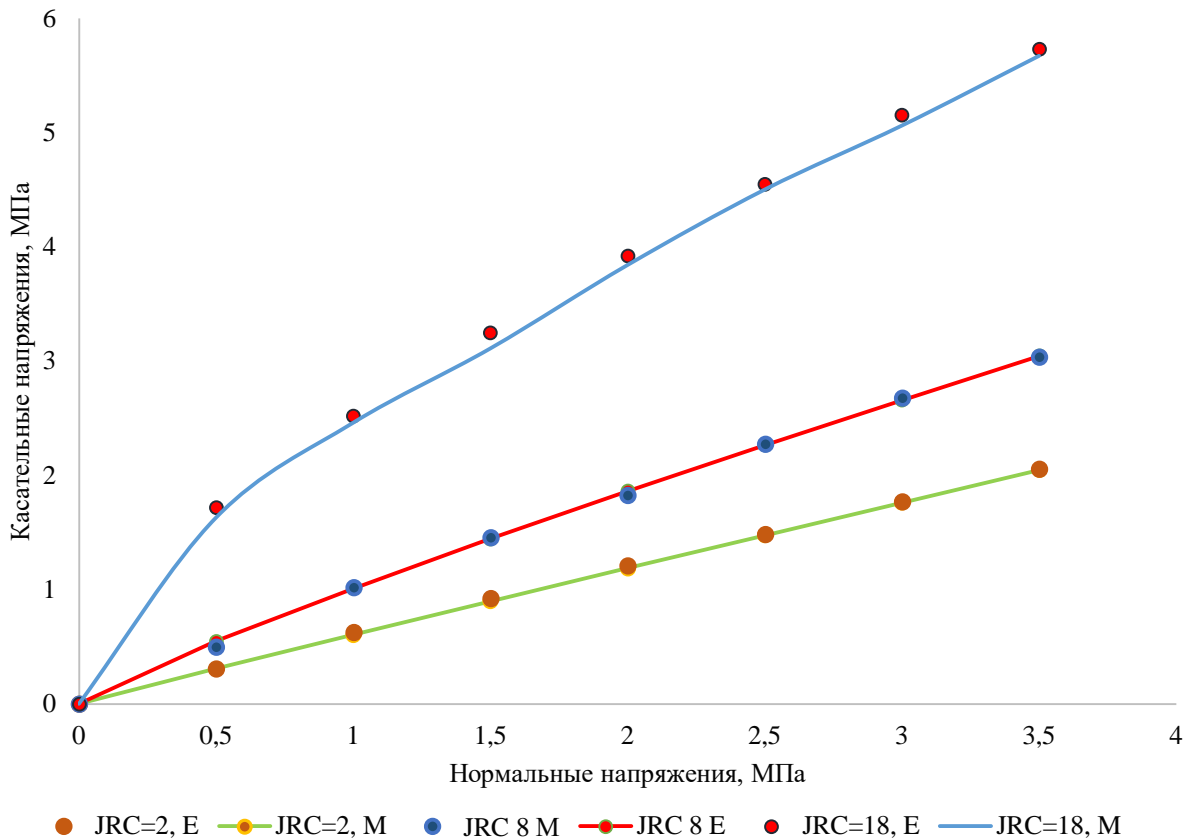


Рисунок 3.11 - Паспорт прочности взаимодействия по контакту блоков горной породы (руды) при показателях JRC равных 2,8,18 для аналитического решения (*E*) и численного моделирования (*M*).

Сравнение результатов численного решения задачи вычисления прочности контакта в зависимости от нормальной составляющей нагрузки с аналитическим решением на основе лабораторного эксперимента позволяет сделать вывод о качественной и количественной сопоставимости результатов, где разница в количественном выражении не превышает 0,5 % [38]. При этом можно отметить, что нелинейность паспорта прочности блоков горной породы по контакту начинается больше проявляться по мере увеличения шероховатости стенок трещин.

3.4 Оценка влияния размера конечного элемента на результаты моделирования

Для оценки влияния размера конечного элемента, сумма которых образует каждый отдельный блок горного массива в расчетах, были проведены численные эксперименты, в которых производилось варьирование размера конечного элемента и сравнение полученных результатов, так как крупные элементы не позволяют корректно аппроксимировать форму упруго-пластического деформирования структурного блока блочного массива. Благодаря приведённым ниже результатам расчетов (рисунок 3.13), удалось на первом этапе исследования выявить размер конечного элемента, дальнейшее уменьшение которого, не приводит к изменению механических характеристик блочного массива в разработанной численной модели. Постепенное уменьшение размера конечно элемента от величины 0.25 м приводит к тому, что угол наклона на упругой стадии деформирования увеличивается, то есть растет модуль

упругости блочного массива, при размерах 0.1 и 0.05 угол наклона кривой стабилизируется, при этом отмечается качественная сходимость графиков деформирования (рисунок 3.13).

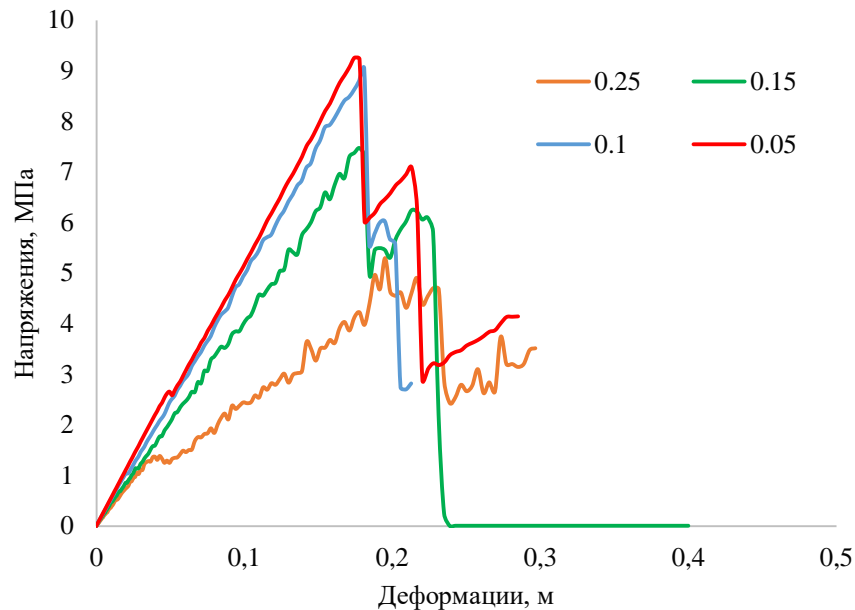


Рисунок 3.12 – Графики деформирования в осях напряжения-деформации для моделей с различным размером конечного элемента

При анализе напряженно-деформированного состояния сложной пространственной конструкции, проведение верификации надежно при ряде экспериментов, результаты которых представлены на рисунке 3.13. Таким образом, при достижении размера конечного элемента 0.1 м, происходит выполаживание кривой зависимости от прочности образца. Для дальнейшего исследования размер стороны конечного элемента был принят 0.05 м.

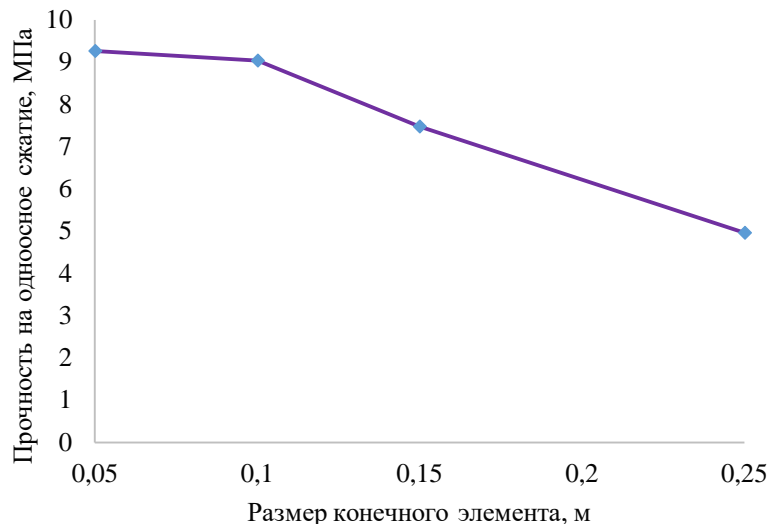


Рисунок 3.13- Влияние размера сетки на величину предела прочности на сжатие блочного массива

По результатам экспериментов можно сделать вывод, что имеет место влияние размеров конечного элемента в численной модели массива на результат численного эксперимента, выражающееся в количественном варьировании измеряемых параметров на выходе, например, на вертикальные напряжения в образце и прочность на сжатие. В качестве

расчетной величины для дальнейших численных экспериментов размер конечного элемента принимается 0,05 м.

3.5 Вычисление влияния трещиноватости на прочностные характеристики блочного горного массива

В данном разделе рассмотрены вопросы моделирования испытаний образца горного массива, нарушенного системой трещиноватости, на одноосное и двухосное сжатия с целью исследования анизотропии прочности при одноосном сжатии. По результатам приведенных расчетов построены графики зависимостей деформаций от напряжений, а также величины предела прочности от угла наклона системы трещиноватости в горном массиве. Для исследования поведения горного массива под воздействием нагрузок и определения его механических характеристик используется численная геомеханическая модель, отображающая механические характеристики горного массива и закономерности их изменений в пространстве через взаимосвязанные математические и формально-логические выражения.

Считается, что разрушение при численном эксперименте образца массива будет происходить по поверхностям ослабления, а разрушение элементарных блоков в модели не предусматривается. В численной модели взаимодействие по контакту между блоками задается с помощью нелинейного критерия прочности Бартона-Бандиса, когезионные связи в трещиноватом горном массиве по контакту взаимодействия блоков горной породы при отсутствии заполнителя имеют значения, пренебрежение которыми допускается [65].

Для решения поставленной задачи были выбраны два варианта схемы приложения нагрузок к численной модели горного массива. Нагружение массива выполнялось через заданные вертикальные перемещения верхней абсолютно жесткой пластины в сочетании с различными боковыми нагрузками (0, 10, 20, 30 МПа), которые прикладывались к боковой поверхности равномерно по всей площади. Расчетные схемы приложения нагрузки при проведении численного эксперимента показаны на рисунке 3.14(2), где изображена схема испытаний при одноосном сжатии, рисунке 3.14 (2)- при испытании на двухосное сжатие. При численном эксперименте нижняя часть образца массива закреплялась на пластине. Таким образом, при движении пластины по оси ординат в блоках горной породы и по контакту между ними происходит возникновение и последующее перераспределение напряжений. По достижении предельного состояния модели массива происходит потеря ее несущей способности.

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 градусов. Для каждой такой модели проводилась описанная выше процедура моделирования испытаний на одноосное и двухосное сжатия.

После проведения виртуальных испытаний проанализированы полученные данные, которые сведены в графики зависимостей относительной величины напряжений от относительной величины деформаций для численной модели горного массива с углом наклона трещиноватости 45 градусов (рисунок 3.17) и относительной величины предела прочности от угла наклона трещиноватости к горизонтальной плоскости (рисунок 3.20).

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.

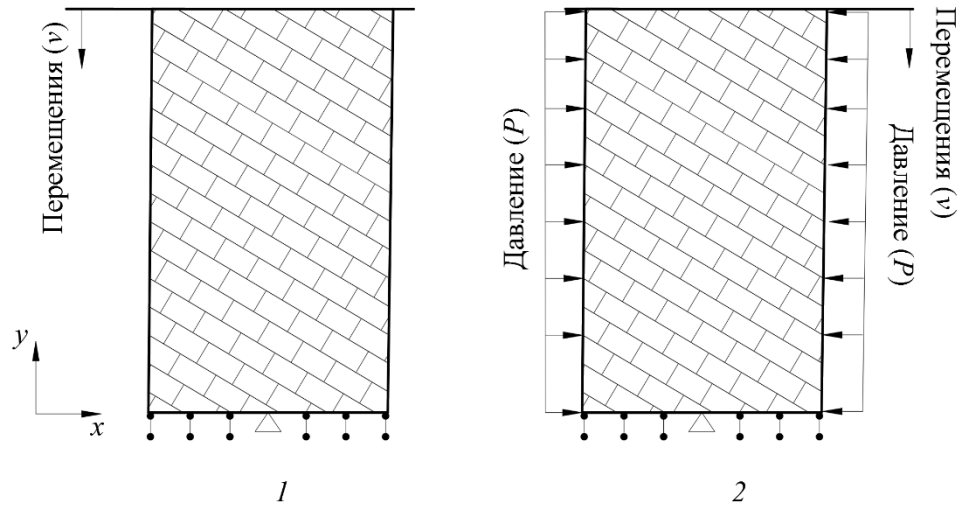


Рисунок 3.14 - Схемы приложения нагрузок к модели при численном эксперименте:
1 - схема испытания на одноосное сжатие; 2 - схема испытания на двухосное сжатие.

Наибольшая величина прочности на одноосное сжатие имеет место для модели горного массива с углом наклона трещиноватости 0 градусов к горизонтальной плоскости (рисунок 3.20). Далее 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 градусов, 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.

Рассмотрим механизм деформирования в условиях двухосного сжатия. В процессе деформирования сначала происходят микросдвиги, что приводит к образованию микротрещин отрыва. На следующей стадии деформирования происходит упрочнение, что приводит к увеличению напряжений в массиве. Вместе с упрочнением происходит уменьшение площади контакта соприкосновения блоков, то есть площади, которая воспринимает нагрузку. Далее деформации сдвига сопровождаются образованием пустот и увеличением объема тела. Два этих процесса определяют величину предела прочности трещиноватого горного массива. Таким образом, в начале нагружения деформирование массива имеет линейный характер. По достижении предела упругости наступает область необратимых деформаций, которая продолжается до предела прочности, отвечающему максимуму нагрузки. На этой стадии в массиве развиваются сдвиги по контактам между блоками горной породы, образуется главная поверхность сдвига. Именно участок диаграммы от предела прочности характеризуется однородностью деформации по всему объему массива. На пределе прочности однородность деформации прекращается. После перехода через максимум наступает область запредельного деформирования, которая продолжается до достижения предела остаточной прочности. В результате происходит разрушение массива по образовавшейся главной поверхности скольжения, где образуются максимальные касательные напряжения. Описанное выше поведение трещиноватого горного массива при деформировании экспериментально было установлено в лабораторных условиях на прессовом оборудовании [48]. На рисунке ниже

(рисунок 3.15) показаны сечения твердого тела под воздействием сжимающих напряжений $\sigma_1 > \sigma_2$. Сечения (рисунок 3.15 а, б, в, г) отличаются друг от друга количеством вовлеченных в деформационный процесс элементов, так как последовательно происходит увеличение отношения σ_1/σ_2 . На рисунке (рисунок 3.15) обозначены микроплощадки скольжения a , длина и количество которых постепенно возрастает по мере увеличения сжимающих напряжений. Такие площадки характеризуются как дефекты и нарушения с различной степенью риска разрушения [49].

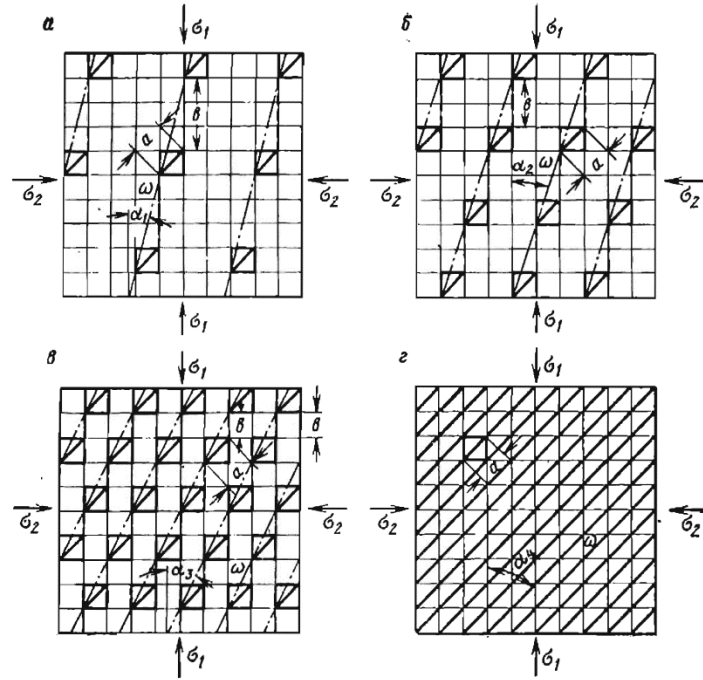


Рисунок 3.15 – Схематичная единичная площадка, полученная от сечения объема неоднородного твердого тела со статически распределёнными микроплощадками разрушения [48].

Повышение прочности с возрастанием бокового давления объясняется наличием внутреннего трения, которое возрастает с увеличением давления. В результате анализа результатов численного эксперимента можно сделать следующие выводы: горный массив разрушается путем сдвига и отрыва причем величина разрушающего напряжения, величина остаточной деформации и угол ориентировки плоскости среза зависят от вида напряженного состояния и угла наклона трещиноватости в горном массиве к горизонтальной плоскости. Чем выше величина бокового напряжения, тем выше сопротивляемость сдвигу по контакту между блоками горной породы. Дефекты являются причиной зарождения трещин отрыва при деформировании горного массива. К образованию трещин отрыва приводит концентрация напряжений на поверхностях дефектов.

Полученные результаты были сопоставлены с аналогичными исследованиями с трещиноватым горным массивом, проведенными другими исследователями [156,159], где численное моделирование проводилось на основе экспериментальных данных, полученных при испытании образцов горного массива в лаборатории. Анализ показал согласие результатов [47]. Результаты эксперимента показывают, что структурная нарушенность массива в виде трещин оказывает значительное влияние на величину прочностных и деформационных характеристик горного массива, которые зависят от направления приложения нагрузки по отношению к основным системам трещиноватости [156,159].

На рисунке 3.16 можно проследить, как постепенно по мере увеличения бокового давления на численную модель происходит увеличение величины упругих деформаций, при этом радикальных вариаций с величиной несущей способности не происходит, но в данном случае происходит изменение модулей деформации и упругости, что практически имеет важное значение при моделировании глобальных участков массива методом механики сплошной среды.

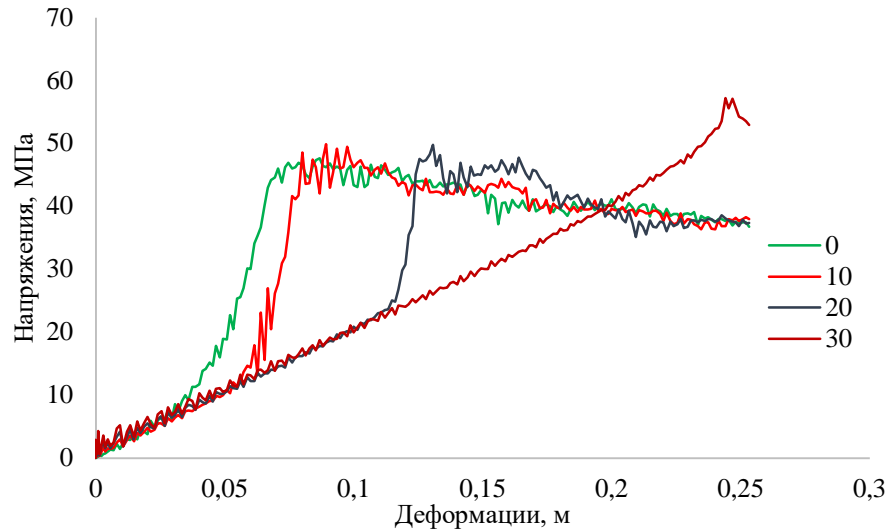


Рисунок 3.16 – Графики деформирования блочного массива при различных боковых нагрузках при системе трещиноватости с углом наклона к горизонтальной плоскости 0°.

Однако, при увеличении бокового давления на численную геомеханическую модель блочного массива с углом наклона трещиноватости 45° (рисунок 3.17) происходит «укрупнение» графика деформирования, то есть значительно изменяются величины несущей способности блочного массива и модуля деформации.

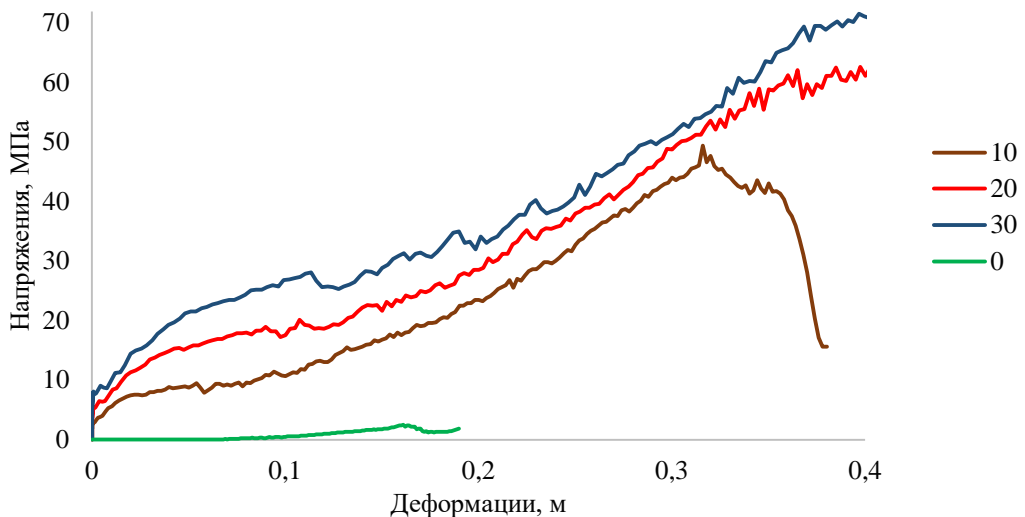


Рисунок 3.17 - Графики зависимостей напряжений от деформаций горного массива с углом наклона трещиноватости 45° к горизонтальной плоскости при различных величинах бокового напряжения (0,10,20,30 МПа) [37,136].

Нужно отметить, что значительное увеличение прочности происходит при добавлении в данном случае минимальной величины бокового давления 10 МПа, а дальше изменения в несущей способности не столь значительны. Данный факт свидетельствует о том, что «легко»

разрушающийся массив с углом наклона параллельных площадок сдвига 45° имеет такое строение, что реализация процессов сдвига при приложении боковой нагрузки значительно усложняется, что в свою очередь влечет за собой увеличение прочности на сжатие. Объясняется это следующим: площадки взаимодействия блоков горной породы в численной модели являются местами концентрации напряжений, они представляют из себя систему взаимосвязанных контактов, сдвигение которых зависит от величин нормальных напряжений к каждой из площадок. Реализация сдвига возникает тем легче, чем меньше действует нормальное напряжение к площадке ослабления и чем больше усилие возникает на сдвиг. При приложении боковой нагрузки на модель увеличивается сопротивление реализации сдвига по всем площадкам внутри блочного массива, что приводит к накоплению большей величины напряжений внутри модели. Последнее происходит и в натуральных условиях, когда массив находится в объемном напряженном состоянии.

Проанализировав графики деформирования исследуемого блочного массива с упорядоченной системой трещиноватости с углом ее наклона к горизонтальной плоскости 90° , можно отметить следующие моменты: заметно укрупнение связи между σ и ϵ (рисунок 3.18), но линейная зависимость на стадии упругого деформирования при приложении в численном эксперименте к блочной модели массива продолжается и в последующем происходит резкая потеря несущей способности массива, то есть имеет место хрупкий характер разрушения массива, что не наблюдалось в выше рассматриваемых случаях (рисунок 3.16, рисунок 3.17). К данной модели, в отличие от предыдущих, прикладывалась еще и боковая нагрузка в размере 50 МПа, в результате численного эксперимента несущая способность модели увеличилась незначительно, практически осталась равной с прочностью массива σ_c

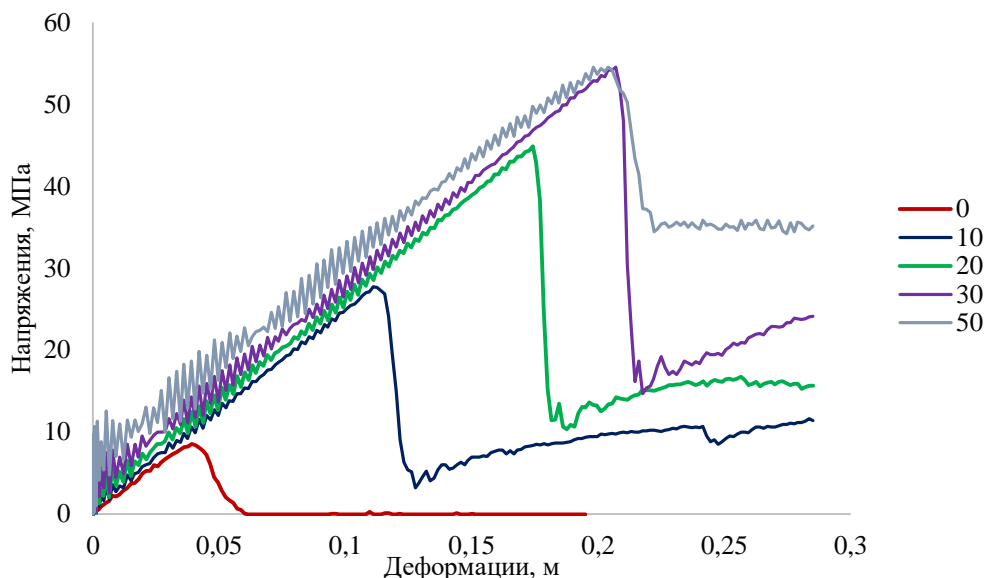


Рисунок 3.18 - Графики зависимостей напряжений от деформаций горного массива с углом наклона трещиноватости 90° к горизонтальной плоскости при различных величинах бокового давления (0, 10, 20, 30, 50 МПа).

Графически влияние боковой нагрузки на несущую способность образца блочного массива в рассматриваемых граничных условиях можно отобразить следующим образом (рисунок 3.19) [37].

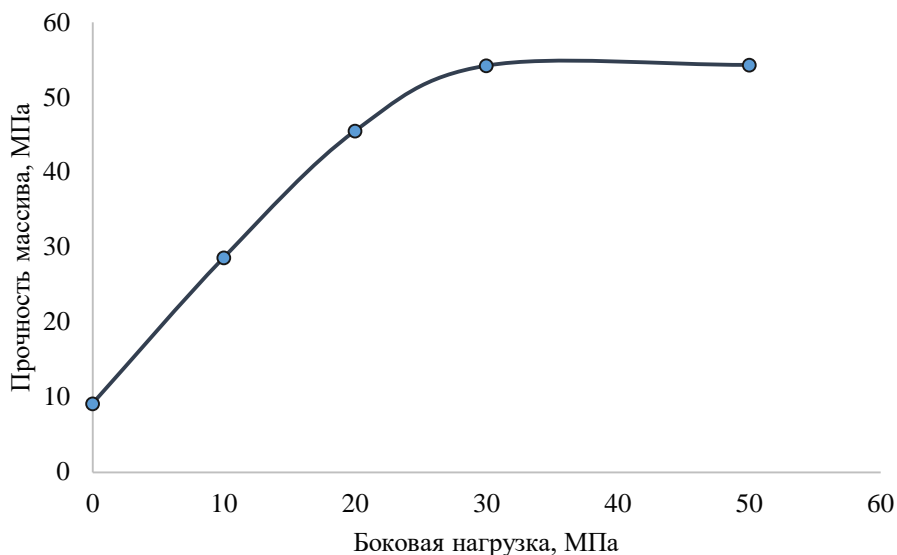


Рисунок 3.19 – Влияние боковой нагрузки на прочность образца блочного массива с углом наклона трещиноватости 90° .

При увеличении нагрузки блоки смещаются друг относительно друга и образуются свободные пространства внутри массива. Как только касательные напряжения на микроплощадках достигают критического значения, происходит сдвиг, который приводит к возникновению отрыва по трещине. Подобные сдвиги происходят во всем горном массиве, что ведет к увеличению объема модели, то есть проявляется эффект дилатансии. Нужно отметить, что в рассматриваемом случае наименьшей величиной прочности на сжатие обладает горный массив при одноосном сжатии при угле наклона трещиноватости 55 градусов (рисунок 3.20) [10,11].

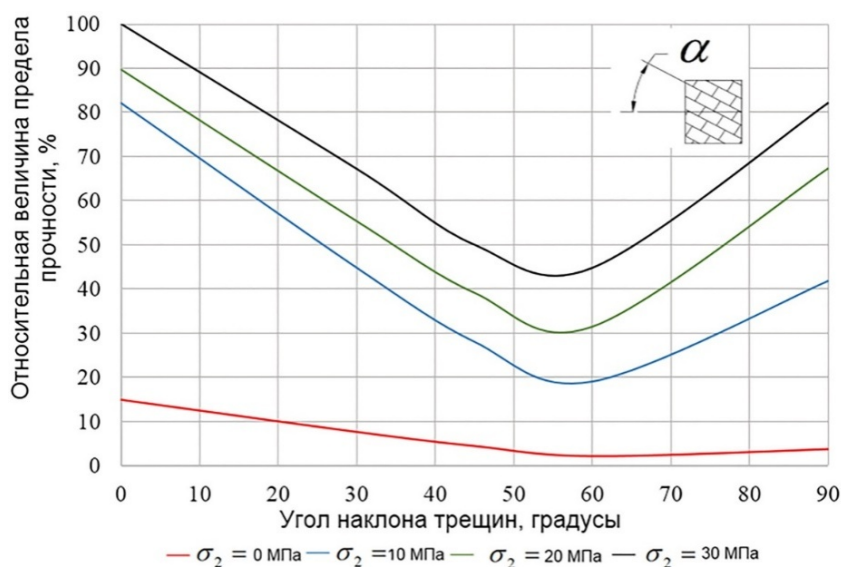


Рисунок 3.20 - Графики зависимостей относительной величины предела прочности на сжатие от угла наклона трещин к горизонтальной плоскости при различных боковых нагрузках (0, 10, 20, 30 МПа) [37].

Таким образом, применение численных методов позволяет решать сложные задачи, связывая достижения ученых в области геомеханики с активно развивающимися компьютерными технологиями. 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, в том числе больших размеров, дает возможность обоснованного определения анизотропии механических характеристик [136].

На Текелийском руднике проводились натурные эксперименты по вычислению прочностных и деформационных характеристик породного массива с использованием методики и оборудования, разработанных во ВНИМИ [31]. Для проведения исследований выбирались выработки, которые к моменту начала работ не подвергались действию очистных работ, в боку них проходились ниши глубиной 4-5 м, при этом забой их располагался на расстоянии 2-3 м от зоны разрушения, площадь поперечного сечения ниш принималась 7-9 м². На рисунке 3.21 показана схема оконтуривания целика и расположение силового оборудования для проведения эксперимента над массивом при угле наклона трещиноватости 60°. Анализ полученных данных показывает, что прочность пород в массиве значительно ниже, чем в образце. В зависимости от направления усилий по отношению к элементам залегания пластов предел прочности массива пород составляет всего 5-20 % от предела прочности в образце, что свидетельствует о том, что прочность целика гораздо ниже прочности образца горной породы и прочность массива зависит от направления приложения усилий относительно угла наклона трещин.

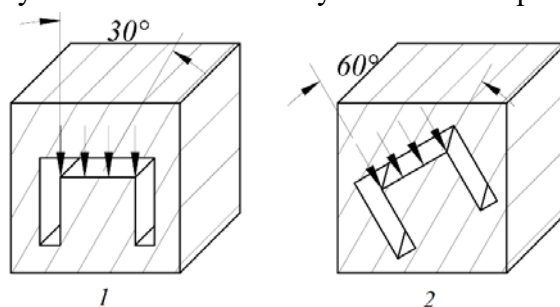


Рисунок 3.21 - Схема оконтуривания целика и расположения силового оборудования (1-угол 30°, 2- угол 60°) [31].

По проведенным исследованиями авторы [31] отмечают, что характер деформаций трещиноватого массива при многократных нагружениях в первоначальный момент при относительно небольших нагрузках наблюдаются значительные остаточные деформации, что свидетельствует о том, что рост нагрузки приводит к уплотнению пород, повышению их жесткости за счет закрытия имеющихся трещин. Далее по мере нагружения массив деформируются как упругое тело, наблюдается резкое увеличение остаточных деформаций после достижения предела упругих деформаций, а на заключительной стадии наблюдаются большие деформации массива при очень незначительном росте внешней нагрузки [31]. Также в работе отмечается, что величина разрушающих деформаций сильно трещиноватых пород в 50-100 раз больше, чем разрушающие деформации, полученные в лабораторных условиях на керне горной породы, что может быть объяснено определяющим влиянием трещиноватости, свойствами по контакту.

Как показали исследования в натуральных условиях, наличие большого числа трещин в значительной степени снижает упругие свойства массива. Величина коэффициента снижения упругих свойств (отношение предела упругости в массиве к пределу упругости в образце) варьируется в пределах 0,02-0,16 (рисунок 3.22). Модуль упругости снижается для крепких

малотрещиноватых пород модуль упругости снижается в 8-15 раз, а для сильнотрещиноватых в 250-400 [31,47].

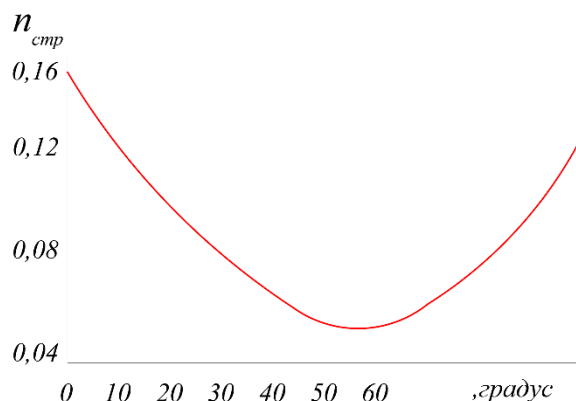


Рисунок 3.22 - График изменения коэффициента структурного ослабления в зависимости от угла наклона трещин [27].

Сравнив результаты численного и натурального экспериментов, можно сделать вывод о качественном совпадении зависимостей прочности от угла наклона трещиноватости, что говорит о достоверности математического аппарата построенной численной модели блочного массива. По результатам проведенных численных экспериментов, указанных выше, можно сформулировать, что достоверность представления блочного массива принципиально важна для получения качественной сопоставимости результатов с натурными экспериментами. Под достоверностью представления подразумевается создание численной геомеханической модели, учитывающей инженерно-геологические особенности рассматриваемого участка массива, структуру массива с количественной ее характеристикой, модель механического поведения или критерий прочности рассматриваемого материала. Естественно, инженерно-геологические условия при проведении численного эксперимента принимаются по всем расчетам одинаковыми, поэтому влияние данного параметра на механическое поведение блочного массива не рассматривается. Примером, когда разность инженерно-геологических показателей будет оказывать влияние на результат геомеханических расчетов – задача вычисления несущей способности целика в системе «почва-целик-кровля», но в данной работе указанный аспект не рассматривается, а для исследования выделяется такой переменный параметр в трещиноватом горном или рудном массиве, как структурная нарушенность [12].

3.6 Изучение анизотропии прочностных и деформационных характеристик блочного горного массива с размерами сторон 4×8 м при одноосном сжатии

Блочное строение, как частный вид трещиноватости массива, приводит к возникновению неоднородного напряженно-деформированного состояния в массиве, а как следствию - появлению анизотропии механических характеристик - зависимость последних в пределах исследуемого массива от направления испытания [4]. Вычислению анизотропии механических характеристик с использованием разработанной численной геомеханической модели блочного массива посвящен данный раздел.

Граничные условия поставленной задачи для исследования механического поведения блочного массива описаны выше (раздел 3.5). При изучении анизотропии размеры моделей блочного массива имеют размеры 4×8 м для двух вариантов трещиноватости (рисунок 3.1 а, б)

и 2×2 м для другой системы трещиноватости (рисунок 3.1 *с*). Варьирование при исследовании производится параметра угла наклона выбранной системы трещиноватости, пример изменения моделей при вращении трещиноватости показан на рисунках 3.23, 3.24.

Некоторые образцы блочного массива при деформировании проявляют нелинейные изменения напряжений, но преимущественно накопление напряжений в целике происходит по линейной зависимости при относительно небольших деформациях. Результаты численного эксперимента над целиками высотой 8 м и шириной 4 м с системой трещиноватости *a* (рисунок 3.1 *a*) показаны в зависимостях напряжений от деформаций (рисунок 3.25, рисунок 3.26). По мере нагружения массива в нем накапливаются напряжения в зонах, где в дальнейшем возникнет главная площадка разрушения и которые позволяют соединить участок приложения нагрузки с участком опоры блочного массива, то есть в зависимости от структуры массива загруженными будут различные его участки. Постепенно, по мере развития, в процесс деформирования включаются новые микроплощадки сдвига. Включение новых плоскостей и деформационное упрочнение продолжают вплоть до разрушения массива.

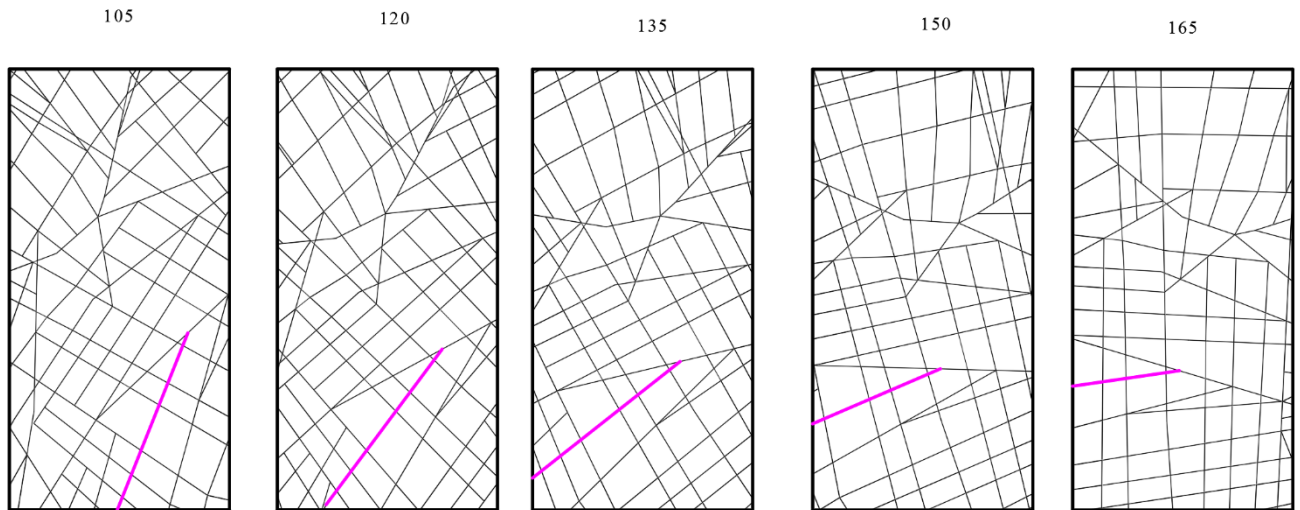


Рисунок 3.23 - Схемы трещиноватости для различные углов наклона системы трещиноватости

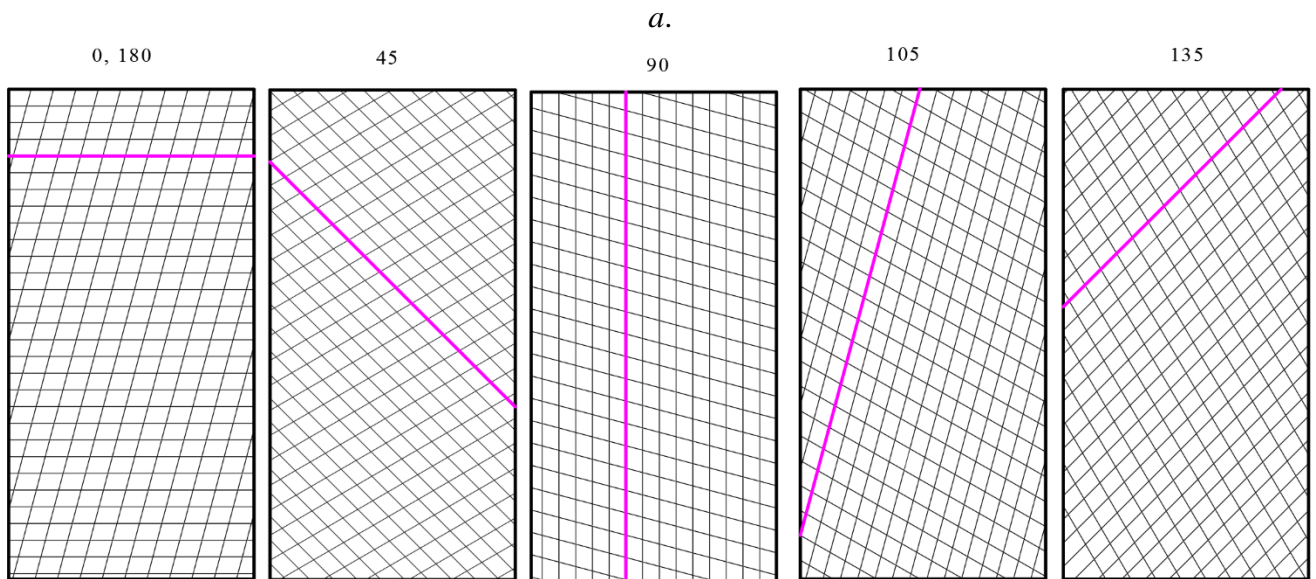


Рисунок 3.24 – Схемы трещиноватости для различные углов наклона системы трещиноватости

b.

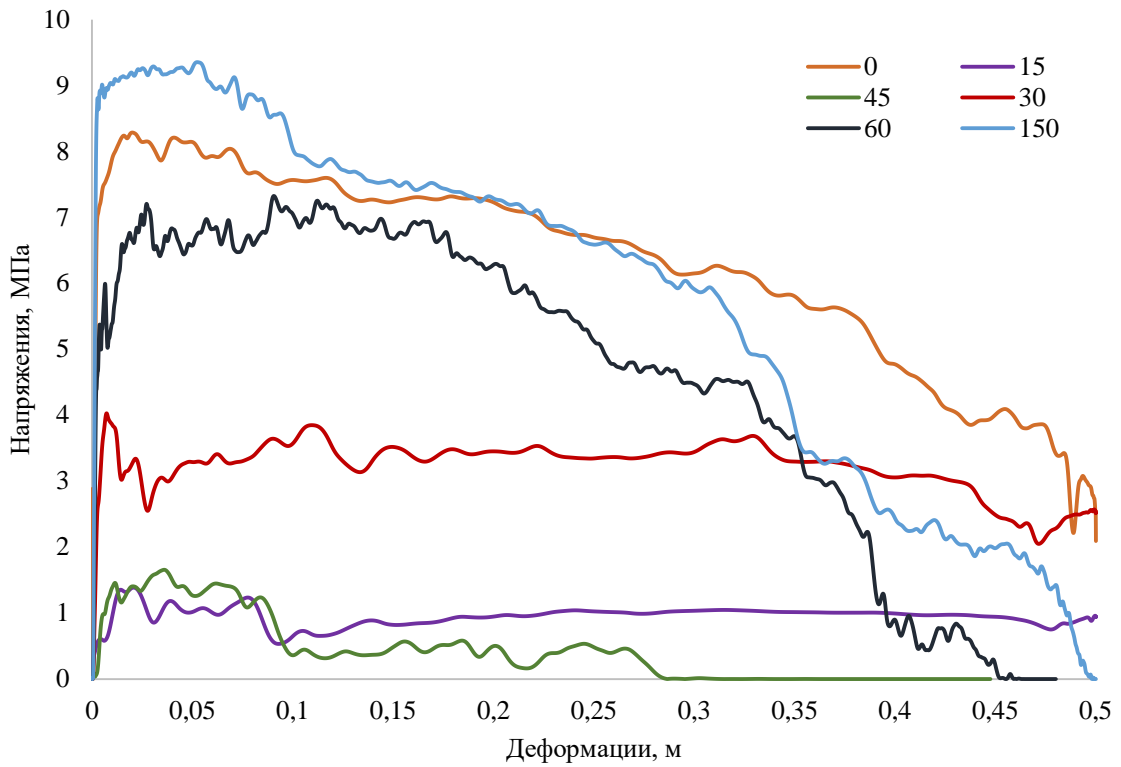


Рисунок 3.25 - Диаграммы зависимостей напряжений от деформаций для целиков с углом наклона системы трещиноватости α - $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 150^\circ$.

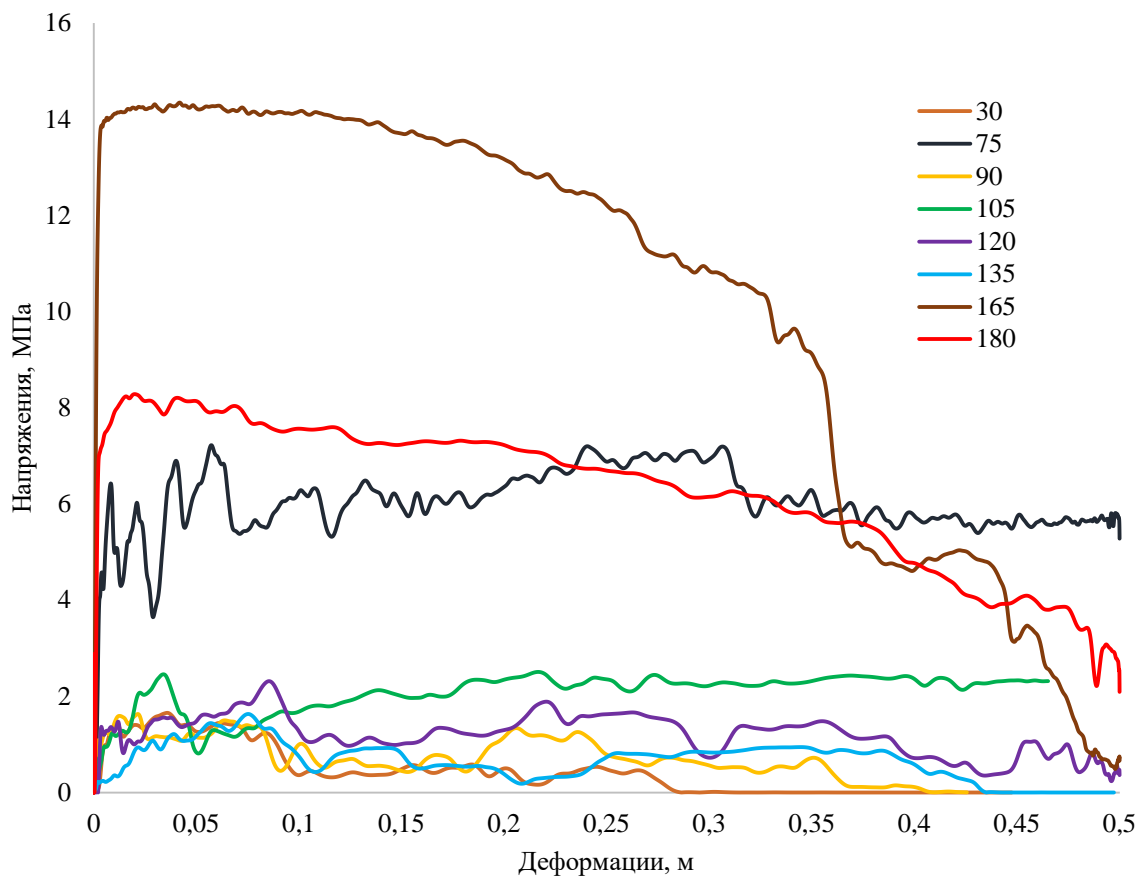


Рисунок 3.26 - Диаграммы зависимостей напряжений от деформаций для блочного массива с углом наклона системы трещиноватости α - $30^\circ, 75^\circ, 90^\circ, 105^\circ, 120^\circ, 135^\circ, 165^\circ, 180^\circ$.

На рисунке 3.25 показаны графики деформирования блочного рудного массива при равных граничных условиях за исключением угла наклона трещиноватости, результаты свидетельствуют о том, что именно пространственное расположение трещиноватости оказывает влияние на механических процесс разрушения блочного массива. Волнообразная зависимость прочности массива от угла поворота системы трещиноватости в пространстве свидетельствует о непостоянстве показателя прочности массива, математическое описание данной кривой возможно в каждом конкретном случае для определенных граничных условий, так как изменение структурообразующего блока массива влечет за собой последующие изменения в механических процессах деформирования образца блочного массива под нагрузкой. На рисунках 3.25, 3.27, 3.28 можно отметить качественную сопоставимость зависимостей возникающих в массиве напряжений от прикладываемых деформаций, где первая стадия деформирования характеризуется линейной зависимостью, упругая стадия деформирования продолжается до момента перехода накопленных напряжений внутри блоков и по контактам в деформации сдвига вдоль образующих массив блоков. Процесс деформирования происходит до момента полной потери несущей способности массива. Исключением является, например, пример, где трещиноватость ориентирована под углом 30 градусов (рисунок 3.26), идеализировав кривую деформирования, модель поведения массива можно описать, как упруго-пластическую. Превалирующим фактором возникновения и протекания деформаций сдвига является наличие наклонных поверхностей в структуре рассматриваемого блочного массива, так можно отметить, что наличие в массиве более длинных трещин упрощает возникновение сдвига.

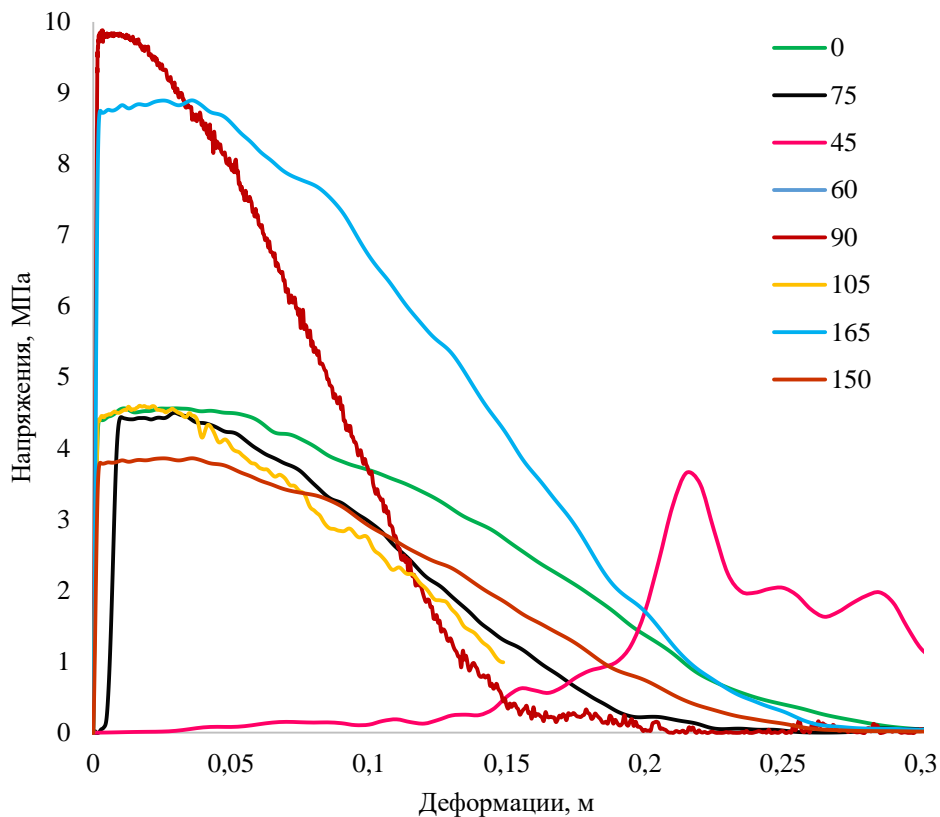


Рисунок 3.27 – Диаграммы зависимостей напряжений от деформаций для целиков с углом наклона системы трещиноватости b - $0^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ, 105^\circ, 150^\circ, 165^\circ$.

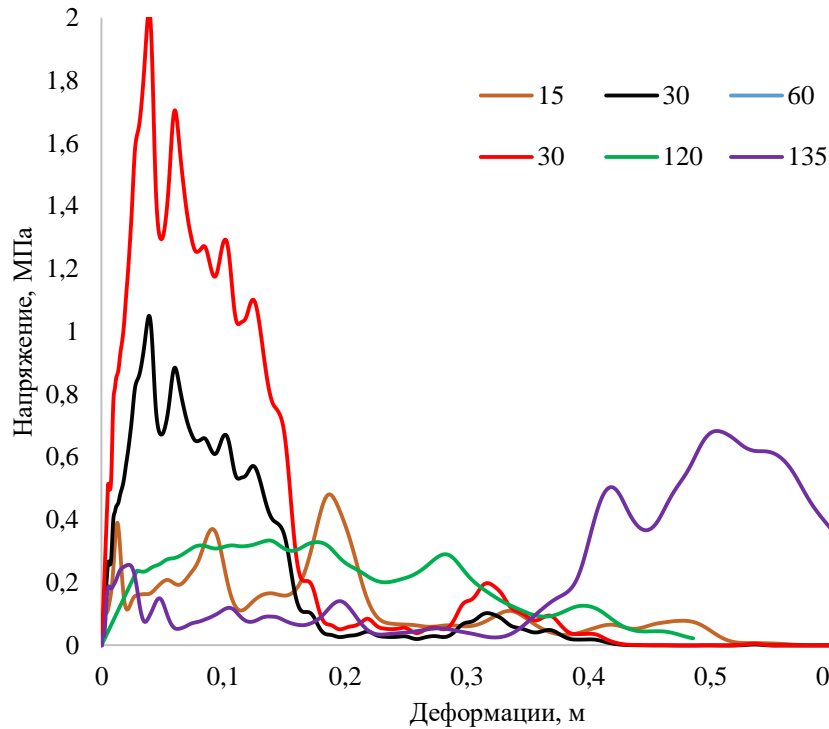


Рисунок 3.28 - Диаграммы зависимостей напряжений от деформаций для блочного массива с углом наклона системы трещиноватости b - 15°, 30°, 120°, 135°.

Условно время проведения численного эксперимента при проведении численных экспериментов принимается за единицу, то есть за эту условную единицу времени абсолютно жесткая пластинка, располагающаяся сверху численной модели совершить заданный ей путь из начального положения вертикально вниз на заданную величину. Таким образом, для каждой модели производилась фиксация напряженно-деформированного состояния массива в визуальной форме в виде эпюр распределения напряжений и деформаций в явном виде, что показано на рисунках эпюр стадий деформирования I, II, III, IV. Ниже продемонстрированы эпюры напряженно-деформированного блочного массива по мере его разрешения для структуры трещиноватости b (рисунки 3.29-3.39).

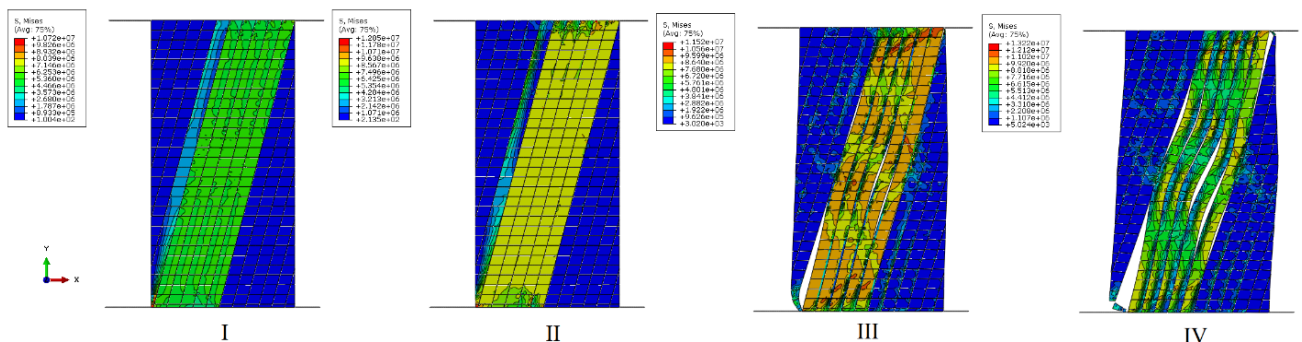


Рисунок 3.29 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях I, II, III, IV при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 0°.

Последовательное изображение стадий деформирования численной модели позволяет отследить закономерность формирования и изменения напряженно-деформированного состояния численной модели, рассмотреть плотность распределения напряжений и выявить зоны повышенных и пониженных напряжений в модели по мере её нагружения и

последующего разрушения. При рассмотрении эпюр напряженно-деформированного состояния блочного массива можно выделить четыре основные стадии деформирования: I характеризуется линейной упругостью, на II происходит упрочнение дискретной среды массива без образования трещин разрыва, III стадия сопровождается возникновением трещин сдвига и отрыва, что вызывает разрушение среды, на IV происходит дальнейшее разрушение материала, где сдвиги блоков происходят по путям наименьшего сопротивления, что практически исключает масштабное развитие пластических деформаций в модели.

Сложное строение, состоящей из структурных элементов, приводит к тому, что процесс пластического деформирования блочного массива протекает в достаточной степени сложно, выражение чего проявляется в эффекте дилатансии. Так как руда является плотным материалом, то при деформировании массива происходит «разрыхление» блочной среды, увеличение объема происходит за счет развития существующей системы трещиноватости. Данные виртуальных экспериментов подтверждаются многочисленными экспериментальными данными по деформированию пород в условиях объемных напряженных состояний [47]. Также нужно отметить, что при деформировании численной модели блочной среды возникают зоны повышенных напряжений (рисунок 3.29, рисунок 3.35, рисунок 3.36, рисунок 3.39), где до некоторого момента происходит накопление напряжений без протекания деформаций, что свидетельствует о том, что процесс дилатансии возникает и протекает не на всем участке деформирования.

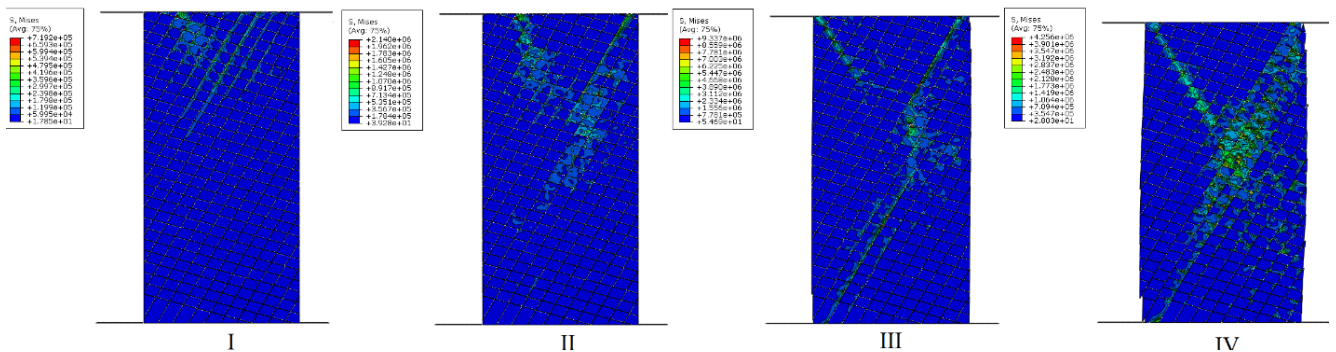


Рисунок 3.30 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях I, II, III, IV при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 15° .

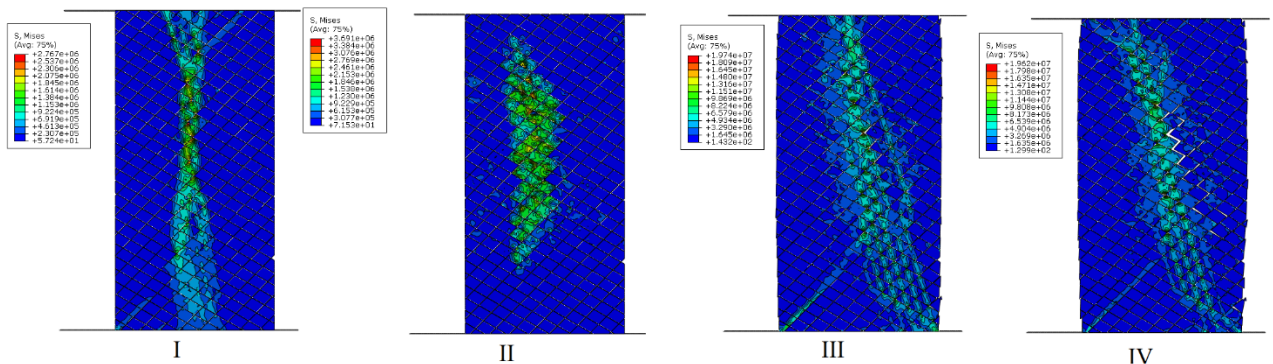


Рисунок 3.31- Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях I, II, III, IV при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 30° .

Анализ различных состояний напряженно-деформированного поля внутри блочного массива позволяет выявить, что разработка модели на основе блочной среды имеет преимущества, которые заключаются в самой возможности вычисления напряжений и

деформаций на локальных участках, что позволяет в явном виде учесть деформационную анизотропию как результат изменения поля напряжений по приведенным эпюрам (рисунок 3.29-рисунок 3.39).

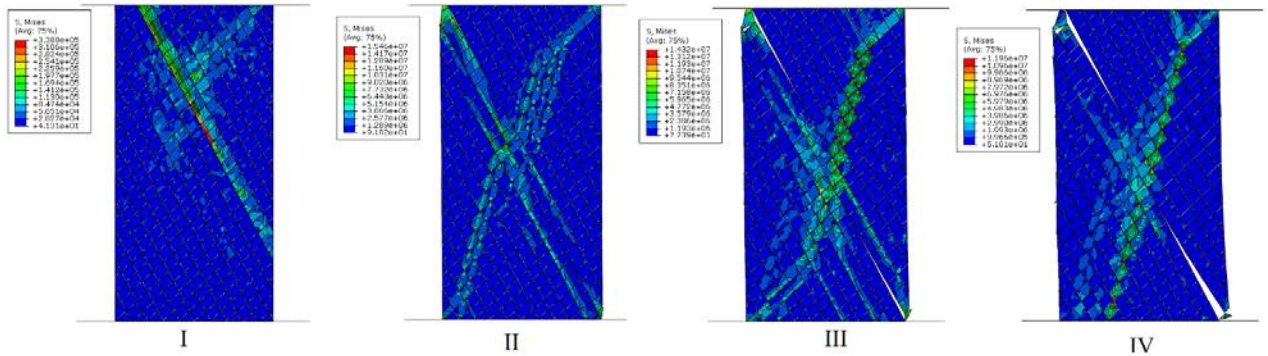


Рисунок 3.32 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 45° .

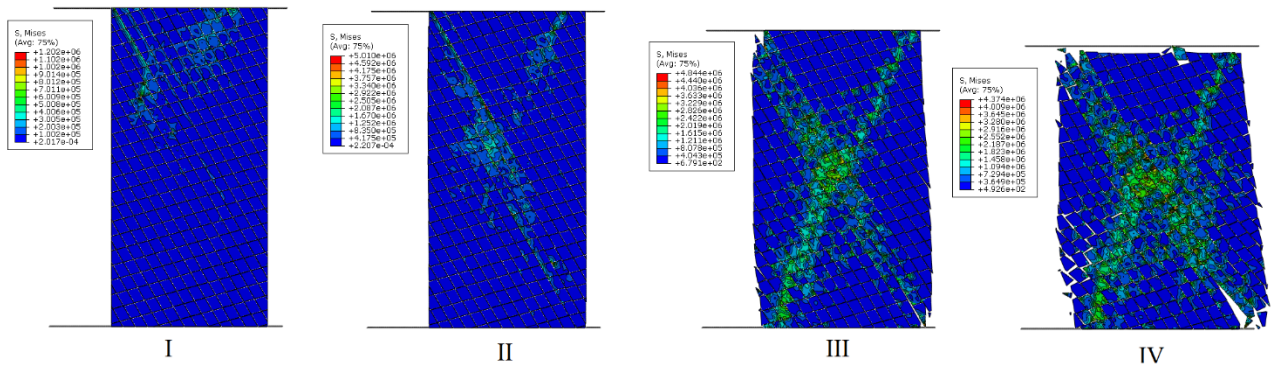


Рисунок 3.33 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 60° .

В целом необходимо отметить, что блочная структура массива оказывает значительное влияние на все его механические характеристики. По приведенным эпюрам можно сделать вывод, что наибольшая анизотропия явно не выделяется при сравнении эпюр распределение напряжений, так как возникающий характер распределения напряжений в массиве в целом сохраняется по мере дальнейшего его разрушения.

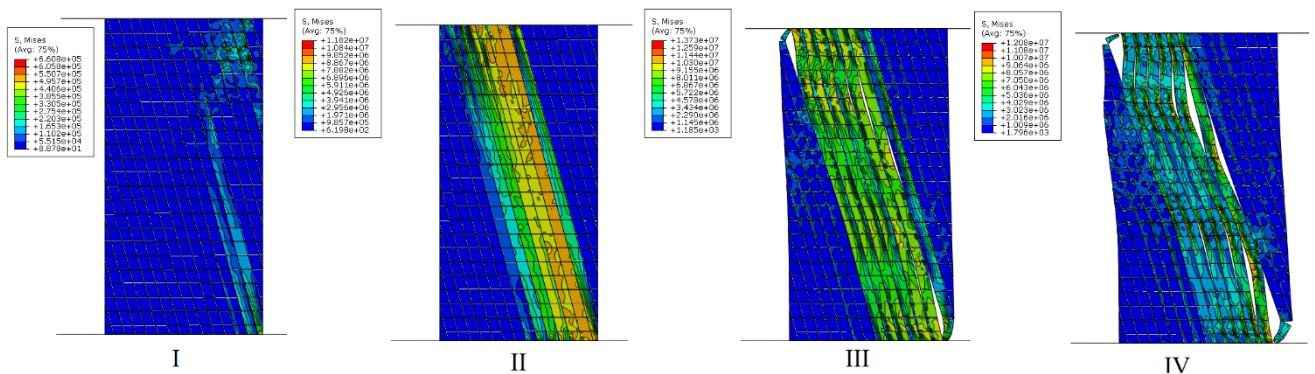


Рисунок 3.34 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 75° .

Анализ эпюр распределения напряжений с качественным отображением деформаций блочного массива при возникновении сдвиговых деформаций в нем и разрывов между блоками показал, что отдельные блоки формируют между собой системы, строение и ориентация в пространстве которых зависит от начального строения структуры массива, но при этом прочность реализуется не только за счет наличия когезионных связей, но и за счет взаимного сцепления блоков в системах, где не происходит количественно радикальных разрывов в функции распределения напряжений и деформаций.

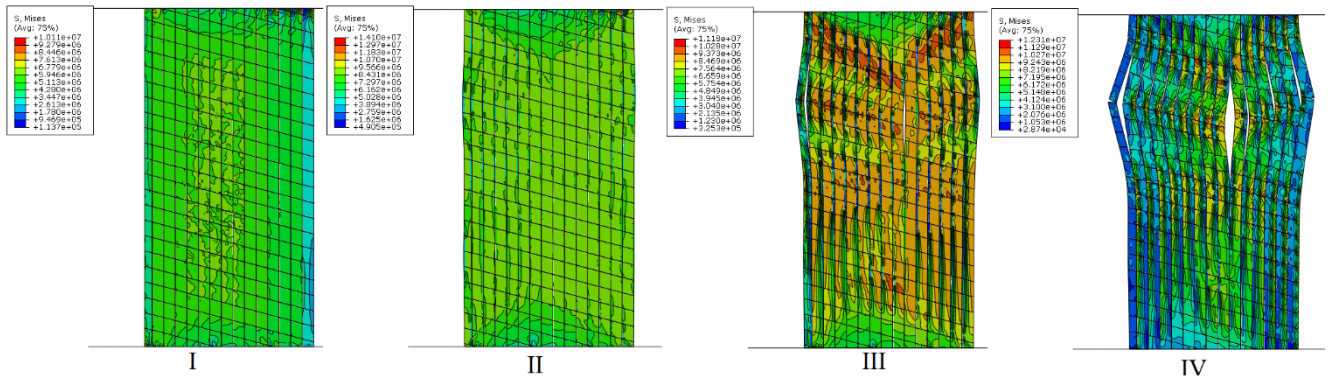


Рисунок 3.35 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 90° и 165° .

Принципиально важно различие прочности на сжатие массива в случаях с углами наклона трещин к горизонтальной площадке 0 (рисунок 3.29) и 90 градусов (рисунок 3.35). На рисунке 3.29 зафиксированы последовательно четыре стадии нагружения блочного массива с углом наклона главной системы трещин 0 градусов в те же самые моменты времени, что и на рисунке 3.35, где последовательно зафиксированы эпюры распределения напряжений и качественное отображение деформаций в целике с углом наклона трещиноватости 90 градусов. На рисунках эпюр напряжений видна разница распространения напряжений в модели, если в первом случае напряжения возникают не во всех блоках, а только в ориентированных под углом 60 градусов, и образуется площадка сдвига, то во втором случае напряжения распространяются по всей модели и на допредельной стадии *III* массив больше и равномернее напряжен, за счет чего и возрастает его прочность на сжатие. Важно понимать, что рассматриваются случаи, когда нагрузка выполняется при помощи идеально горизонтальной плоскости во всех случаях, что не будет происходить в натуральных условиях, например, при нагружении целика в блочной среде при рассмотрении задачи «почка-целик-кровля».

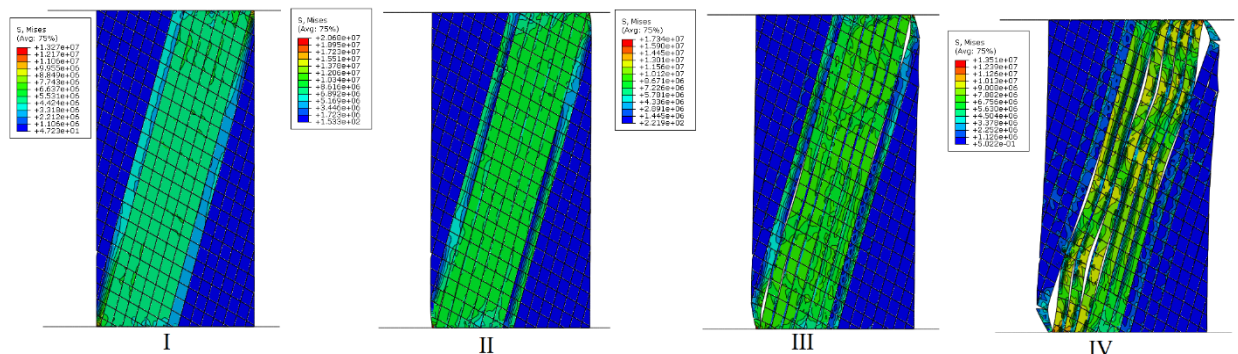


Рисунок 3.36 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 105° .

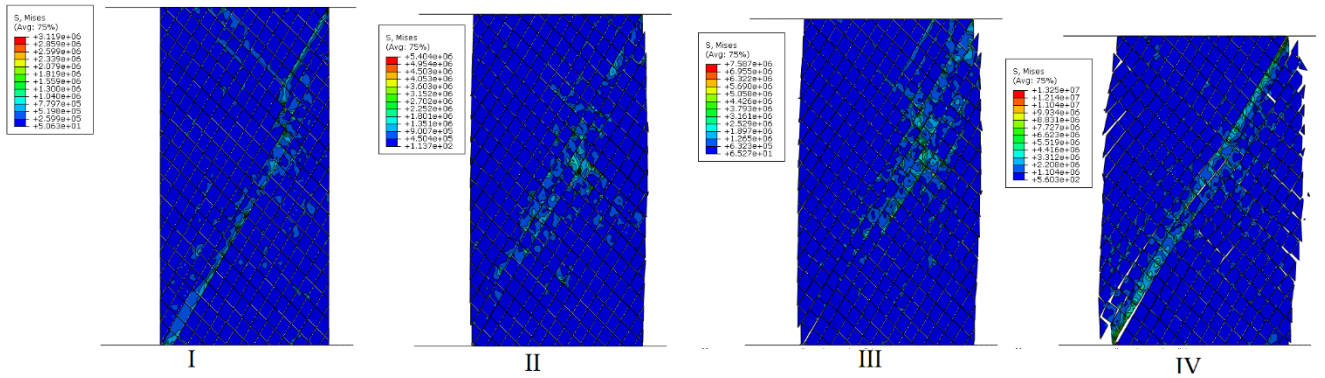


Рисунок 3.37 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 120° .

Результаты численных экспериментов свидетельствуют о том, что деформирование блочного массива в условиях сжатия протекает с разрушением его структуры, которые не развивается непредсказуемо в случайном порядке, а определяется процессом развития трещин и сдвига блоков горной породы по контактам, что происходит постепенно (рисунок 3.29- рисунок 3.39). Это наблюдение доказывает то, что по мере достижения блочным материалом предельного состояния - процесс деформирования развивается во многих случаях устойчиво без резкого хрупкого разрушения.

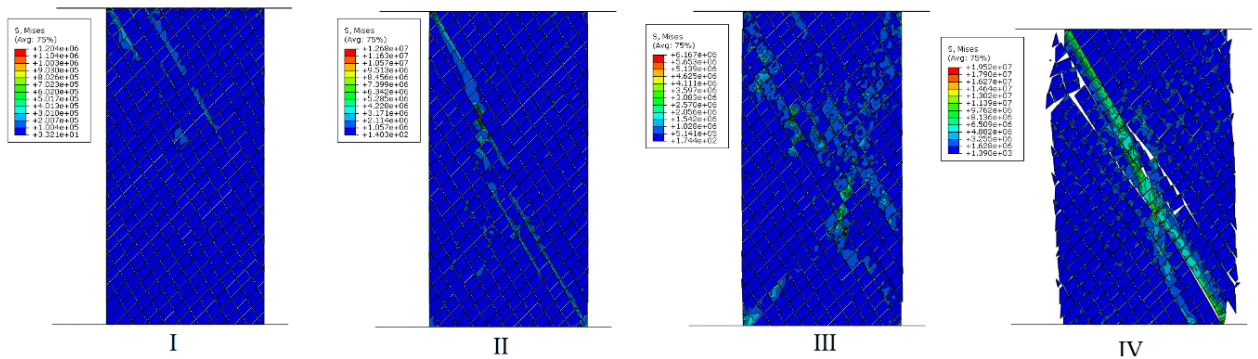


Рисунок 3.38 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 135° .

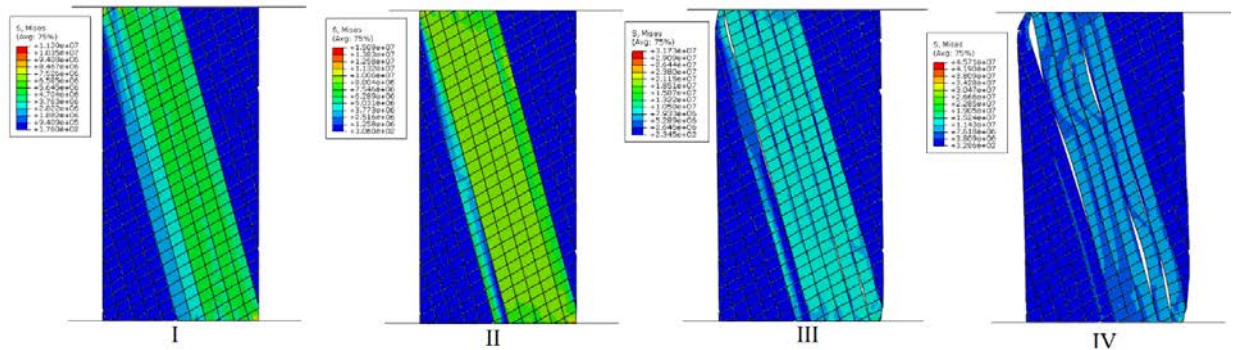


Рисунок 3.39 – Эпюры распределения вертикальных напряжений в блочном массиве при его деформировании на стадиях *I, II, III, IV* при угле наклона системы трещиноватости к горизонтальной плоскости 150° .

Разрушение целика происходит в результате сдвига по образовавшимся внутри блочного массива поверхностям ослабления. До момента сдвига происходит накопление напряжений преимущественно по линейной зависимости, а деформирование трещин при их взаимном сдвиге во всех случаях характеризуется существенной нелинейностью. В процессе сдвига блоков горной породы друг относительно друга в массиве наблюдается эффект дилатансии, характеризующийся переменным количественным выражением. Причиной возникновения эффекта дилатансии является повышение значений касательных напряжений по контактам взаимодействия по мере сжимающего деформирования образца массива. Микроплощадки сдвига являются местами концентрации напряжений, величина которых не достигает предельных значений прочности на сжатие горной породы, но является достаточной, чтобы произошел сдвиг блоков. Величина сопротивления сдвигу внутри блочного массива растет по мере увеличения главных напряжений σ_1 до определенного момента, когда значения касательных напряжений по контактам постигают предельных значений. На рисунке ниже (рисунок 3.40) рассмотрено условие предельного равновесия двух взаимодействующих блоков горной породы по контакт, на которые действуют главные напряжений σ_1 и σ_2 , приводящие к возникновению касательных напряжений τ на площадке a . Касательные напряжений τ способствуют реализации сдвига блока 1 относительно блока 2, которым противодействуют напряжений τ_1 по площадке a , сопротивление отрыву σ_p по площадке b и усилие, вызванное действием напряжения σ_p по площадке b [48].

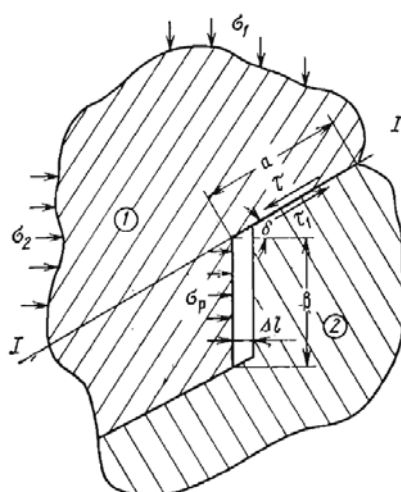


Рисунок 3.40 –Схема предельного равновесия единичного плоского элемента неоднородного тела [48].

Также рассмотрим эпюры напряженно-деформированного состояния на предельной стадии деформирования блочного горного массива с системой трещиноватости a (рисунок 3.41). Характер распределения напряжений в блоках по контактам взаимодействия существенно отличается от визуализированного представления напряженного состояния однородного массива. Сформированные в определенную структуру блоки горной породы в массиве за счет наличия трещин становятся определяющим фактором, обуславливающим анизотропию механических характеристик (рисунок 3.42), так как в случае изменения пространственной ориентации рассматриваемой системы трещиноватости при прочих равных граничных условиях, происходит геометрическое изменение контактных условий, направлений площадок трещин, передающих нагрузку на соседние блоки. В результате происходит изменение «рабочей» площади сечения блочного массива, расположение зон повышенных и пониженных

напряжений видоизменяется, деформирование среды приобретает качественно и количественно другой характер. При деформировании образца блочного массива наблюдается дилатансионный эффект, что значительно влияет на НДС массива и явно наблюдается на запредельной стадии деформирования. Деформация образцов блочного массива сопровождается существенной перестройкой его структуры за счет трансляционного скольжения по границам контактов практически без достижения предельных значений напряжений внутри образующих блоков. Процесс развития деформаций блочного массива происходит по пути наименьшего сопротивления, в то время как накопление напряжения происходит в локальных зонах, где сдвиг невозможен до момента достижения предельных деформаций сдвига. Так основные деформации в блочном массиве происходят по направлениям нарушений сплошности (рисунок 3.41).

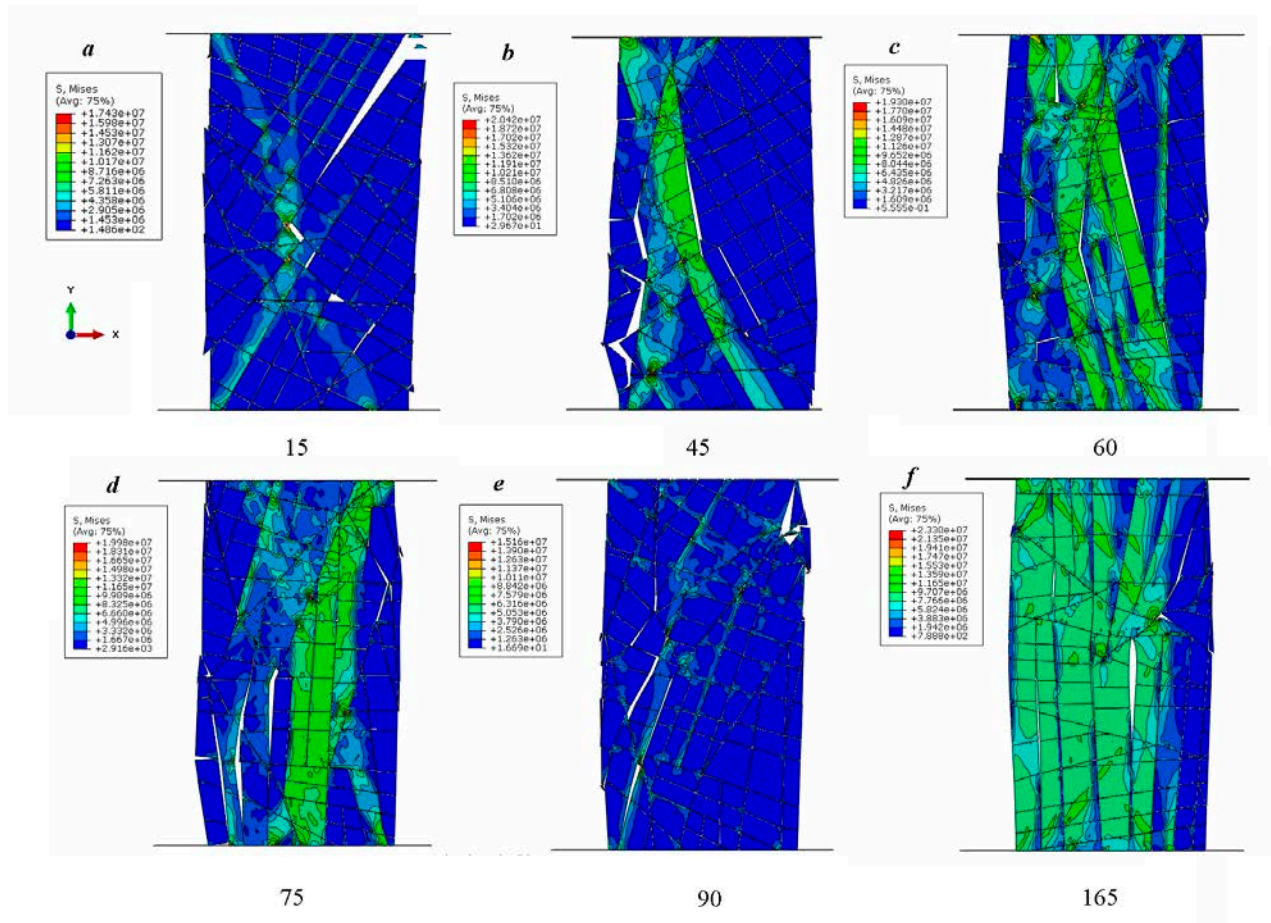


Рисунок 3.41- Предельные состояния блочного массива с хаотичной системой трещиноватости *a* и углами её наклона *a*-15°, *b*-45°, *c*-60°, *d*-75°, *e*-90°, *f*-165°.

Установленные факты увеличения объема, отклонения плоскости среза от площадок действия максимальных касательных напряжений можно объяснить с помощью модельных представлений о статически распределенных в массиве дефектах, являющихся причиной возникновения площадок сдвига (рисунок 3.41).

По данным проведенных численных экспериментов при изучении анизотропии прочности при одноосном сжатии блочного горного массива с системами трещиноватости *a*, *b* построен график (рисунок 3.42) изменения прочности на сжатие образца массива с высотой 8 м и шириной 4 м по мере изменения угла наклона системы трещиноватости.

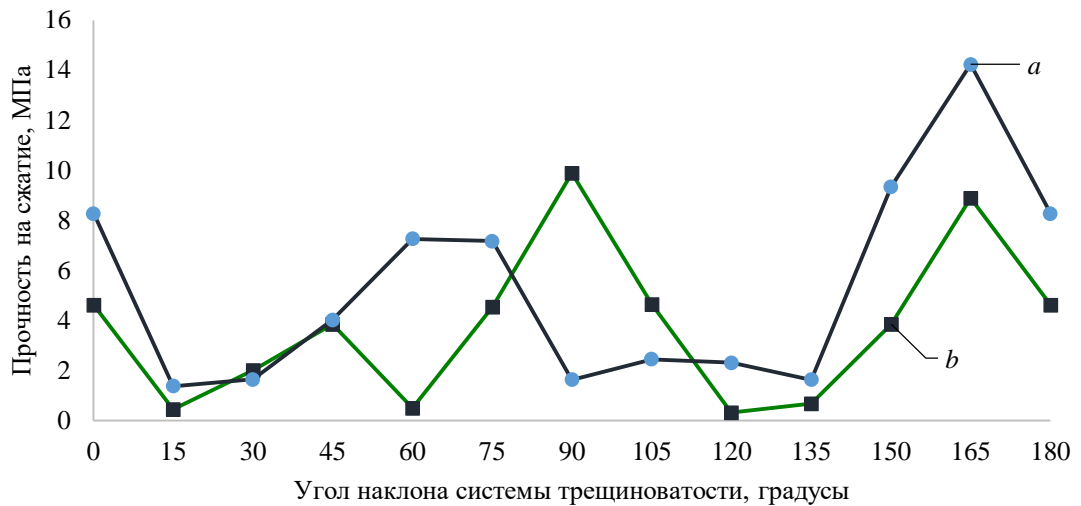


Рисунок 3.42 - Анизотропия прочности на сжатие целика в трещиноватом горном массиве [39].

Физическая природа остаточных напряжений в трещиноватых массивах горных пород и механизм их возникновения изучены в недостаточной степени вследствие небольшого количества проведенных натуральных экспериментов и сложной процедуры их интерпретации в связи сопутствующими факторами неопределенности граничных условий. Виртуальные эксперименты позволяют производить изучение запредельной стадии деформирования численной модели, но неясен момент анализа граничных условий в натурном наблюдении для корреляции с численными результатами вычисления.

Во второй половине двадцатого столетия перспективы исследования влияния трещиноватости массива на его свойства основывались на методе эквивалентных материалов, предложенного Г.Н. Кузнецовым, такое моделирование могло дать ценные результаты при соблюдении условий подобия в отношении как прочностных так и деформационных свойств пород, так и геометрических и механических параметров трещиноватости, но подход оказался в высокой степени трудоемким и не применимым для универсального использования при проектировании. Так, проведенные исследования влияния трещиноватости на прочность призматических образцов, которые могут быть уподоблены целикам, могут рассматриваться только как качественные. Исследования Г.Н. Кузнецова и М.Н. Будько, Д.Н. Кима показывают, что наличие трещиноватости в образцах из эквивалентных материалов приводит к снижению их прочности на сжатие, причем наибольшую прочность имеют образцы с вертикальными трещинами.

Высокую практическую значимость имеет понимание анизотропии свойств трещиноватого горного массива. Необходимость учета анизотропии деформационных характеристик при проектировании подземных сооружений в блочном массиве объясняет график, показанный на рисунке 3.43. Изменение угла наклона основной системы трещиноватости приводит к изменению механических характеристик блочного массива (прочность при одноосном сжатии, модуль деформации), что практически имеет высокое значение при моделировании крупных участков массива за пределами подземных сооружений, например, на стадии оценки инвестиций в разработку месторождения полезного ископаемого, при которой производится прогноз устойчивости крупных камерных выработок и стоимости крепления выработанного пространства [39,40].

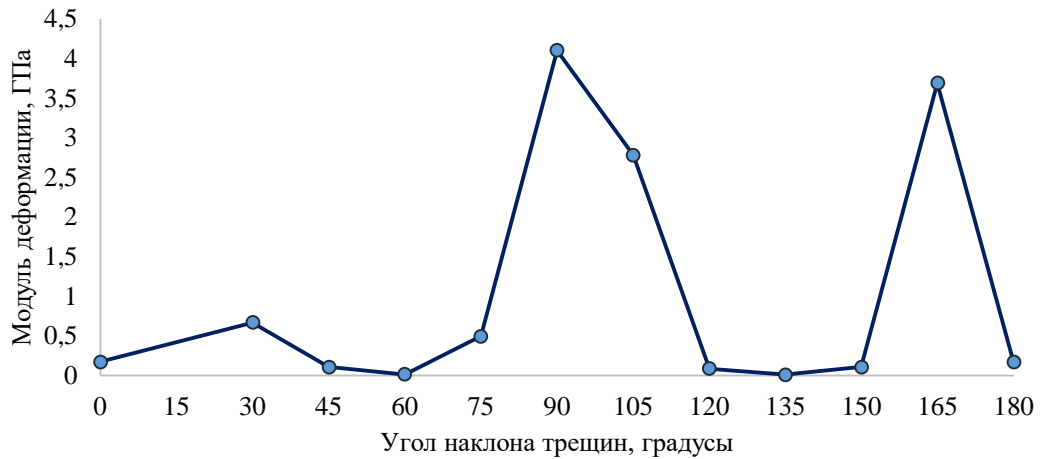


Рисунок 3.43 – Анизотропия модуля деформации при одноосном сжатии целика в трещиноватом горном массиве с системой трещиноватости 2.

Переход от инженерно-геологической модели к геомеханической осуществлялся с помощью вспомогательных моделей, отображающих физико-механические свойства структурных элементов. Нужно отметить, что вспомогательные модели использовались равнозначно в рамках всей описываемой работы. То есть переменным параметром при исследовании анизотропии механических свойств целика была только геометрия трещиноватости (угол наклона к горизонтальной плоскости). В результате нагружения моделей в них возникали различные поля напряжений и главные площадки сдвига, распределений которых прямо зависело от геометрии трещиноватости.

3.7 Изучение анизотропии блочного массива размером 2×2 м при одноосной и двухосной схемах нагрузки

Далее рассмотрим, как проявляется анизотропия прочности блочного массива при интегрировании в численную модель бокового давления при испытании на сжатие массива. Для этого проводятся два ряда численных экспериментов, где в первом случае величина бокового давления σ_2 равна нулю, а во втором случае 10 МПа. Образцы массива с различным углом наклона трещиноватости к горизонтальной плоскости выделяются из более крупного участка массива (рисунок 3.44). В рассматриваемом случае размеры модели принимаются 2×2 м.

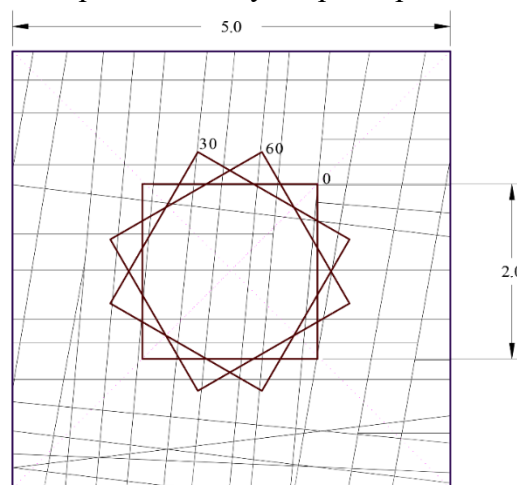


Рисунок 3.44 – Схема выделения из участка массива его образцов с различным углом наклона трещиноватости.

При такой заданной форме и системе трещиноватости, где трещины в одно направлении строго параллельны друг к другу, а в нормальном направлении к ним располагаются трещины, которые не имеют строгого сходства между собой, деформирование материала блочной структуры происходит с хрупким разрушением за пределом прочности (рисунок 3.45).

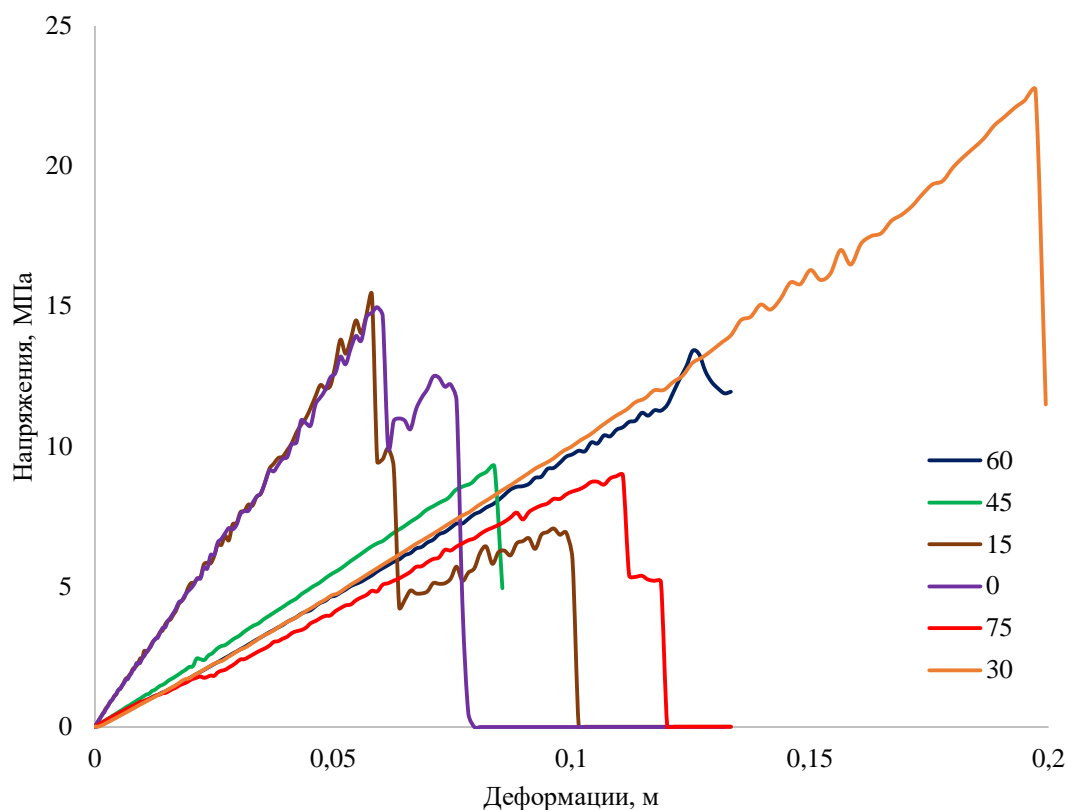


Рисунок 3.45 – Графики деформирования блочного рудного массива с соотношением сторон 1:1 при различных углах наклона системы трещиноватости при боковом давлении 0 МПа.

Данные о механических характеристиках, полученные в виртуальном эксперименте на одноосное сжатие (рисунок 3.45) сведены в таблицу (таблица 18).

Таблица 18 - Данные о прочностных и деформационных характеристиках для моделей блочного массива квадратной формы размерами 2x2 м, полученные в виртуальном эксперименте на одноосное сжатие.

Угол, °	Прочность, МПа	Деформации, м	Модуль деформации, МПа
0	14.76	0.059	250.1695
15	15.4	0.058	265.5172
30	22.7	0.197	115.2284
45	9.3	0.083	112.0482
60	13.6	0.125	108.8
75	8.97	0.11	81.54545

В виртуальном эксперименте на двухосное сжатие материал получены результаты (рисунок 3.46, рисунок 3.47), свидетельствующие о наличии явной стадии упругого деформирования блочного массива до момента достижения предельного значения прочности и зоны хрупкого разрушения - то есть резкой потери несущей способности материалом блочной структуры.

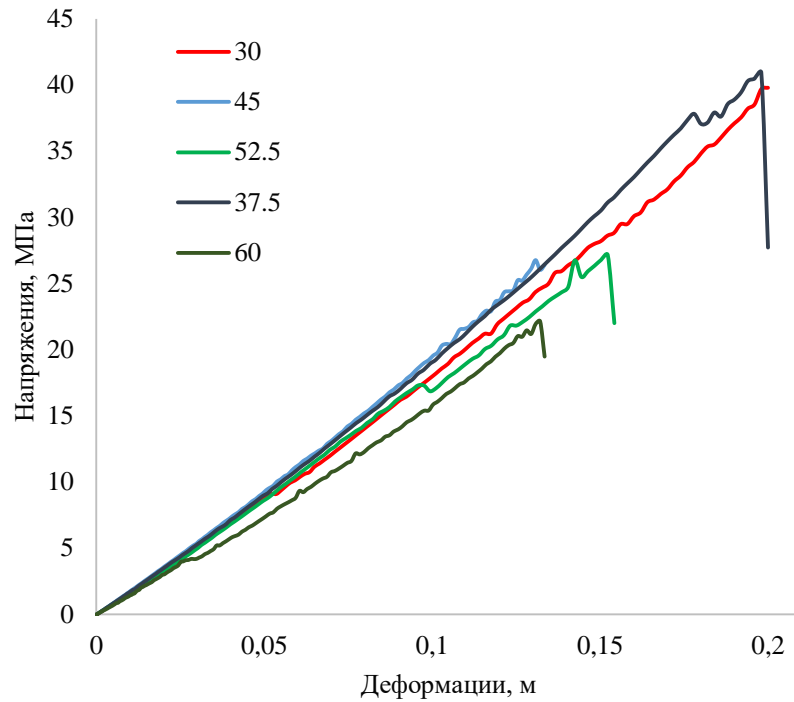


Рисунок 3.46 - Графики деформирования блочного рудного массива с соотношением сторон 1:1 при различных углах наклона (30°, 37.5°, 45°, 52.5°, 60°) системы трещиноватости при боковом давлении 10 МПа.

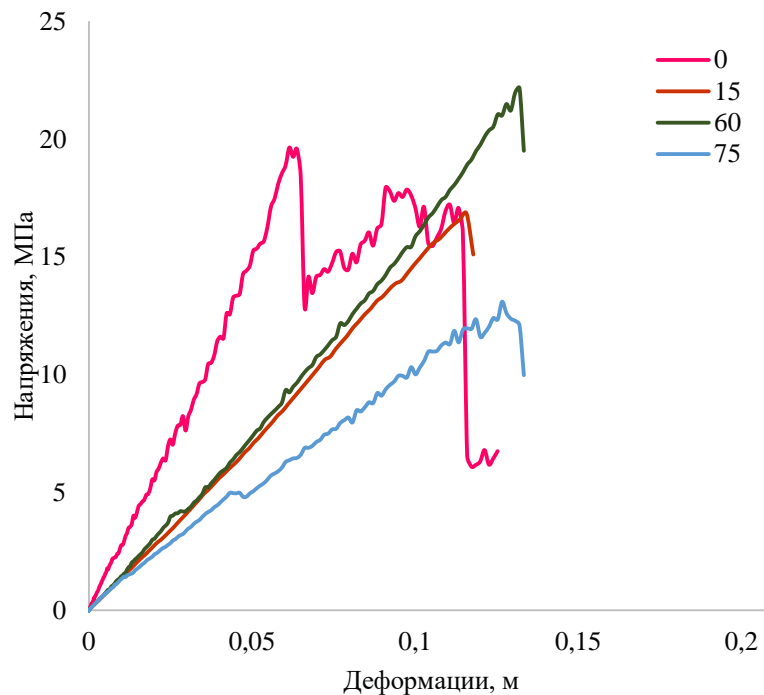


Рисунок 3.47 - Графики деформирования блочного рудного массива с соотношением сторон 1:1 при различных углах (0°, 15°, 60°, 75°) наклона системы трещиноватости при боковом давлении 10 МПа.

Данные о механических характеристиках, полученные в виртуальном эксперименте на двухосное сжатие блочного массива (рисунок 3.46, рисунок 3.47) сведены в таблицы (таблица 18, таблица 19).

Таблица 19- Данные о прочностных и деформационных характеристиках для моделей блочного массива квадратной формы размерами 2x2 м, полученные в виртуальном эксперименте при *двухосном* сжатии.

Угол, °	Прочность, МПа	Деформации, м	Модуль деформации, МПа
0	19.651	0.0614	320.0489
15	16.85	0.1158	145.5095
30	39.79	0.2	198.95
37.5	40.93	0.196	208.8265
45	26.78	0.13	206
52.5	27.15	0.15	181
60	22.1	0.13	170
75	12.62	0.128	98.59375

Результаты численных вычислений [13] с использованием виртуальных экспериментов над геомеханической моделью блочного массива сведены в графики зависимостей угла наклона рассматриваемой системы трещиноватости от показателя прочности на одноосное и двухосное сжатия (рисунок 3.48) и от модуля деформации при одноосной и двухосной системах нагрузки численной модели (рисунок 3.49).

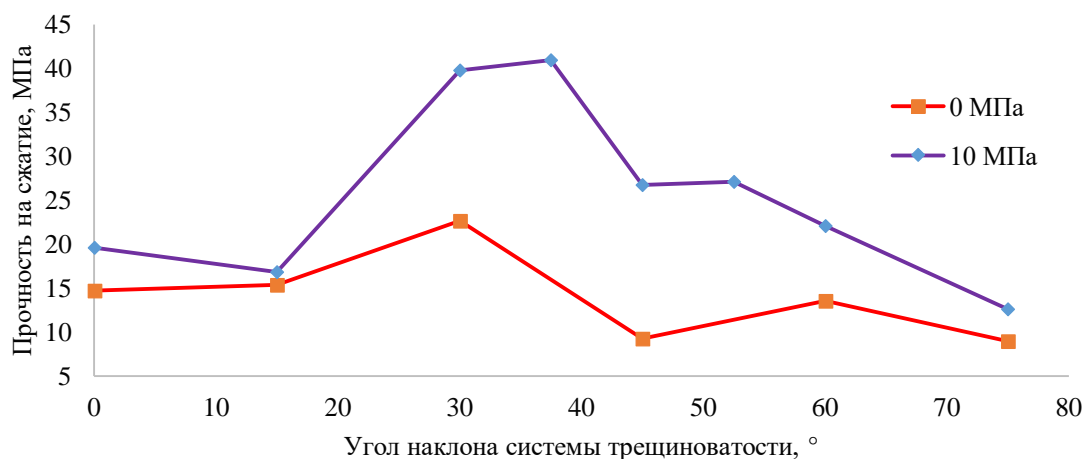


Рисунок 3.48 – Зависимость прочности на сжатие при боковых давлениях 0 и 10 МПа блочного рудного массива от угла наклона системы трещиноватости [13].

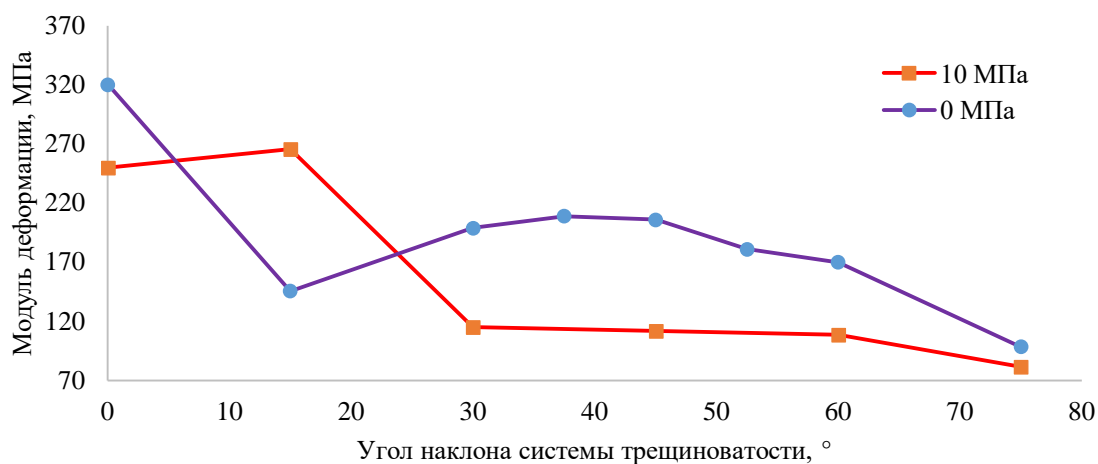


Рисунок 3.49 - Зависимость модуля деформации при боковых давлениях 0 и 10 МПа блочного рудного массива от угла наклона системы трещиноватости [13].

Результаты численных экспериментов отражают две основные схемы разрушения твердого тела, имеющего блочное строение: хрупкое и пластическое. Как в большинстве реальных тел [47], так и в численных моделях разрушение имеет смешанный характер, поэтому достоинством разработанного подхода является возможность комбинированного учета схем разрушения.

3.8 Вычисление масштабного эффекта прочностных и деформационных характеристик блочного горного массива

Блоки горной породы находятся в состоянии неравнокомпонентного всестороннего сжатия в блочном горном массиве. Как было отмечено выше, трещиноватому горному массиву свойственно наличие масштабного эффекта, количественное значение которого можно выразить через коэффициент структурного ослабления, особенность коэффициента в этом случае заключается в том, что он непостоянен и по мере увеличения размера рассматриваемого массива и принимает определенное значение при формировании репрезентативного элементарного объема трещиноватого массива. С коэффициентом структурного ослабления связан уровень предельных напряжений в массиве на стадии упругопластического деформирования. Задача вычисления масштабного эффекта, заключающаяся в вычислении элементарного репрезентативного объема и установлении закономерности изменения коэффициента структурного ослабления, является комплексной, требующей теоретической методической основы, выражающейся в последовательности действий и выполнении ряда численных экспериментов на созданных геомеханических численных моделях. Разработанные на сегодняшний день аналитические работы, статистический анализ, корреляционные связи между скоростью распространения упругих волн, испытания *in-situ* не позволили в достаточной степени упростить процедуру вычисления коэффициента структурного ослабления и таким образом снять вопрос научной обоснованности определения величины коэффициента структурного ослабления, основанной на комплексном учете строения трещиноватого горного массива.

С целью проведения численных экспериментов по изучению масштабного эффекта выбран имеющий блочное строение Хибинский массив. Для моделирования применяется участок апатитовых уртитов, размеров блоков ненарушенной горной породы в котором находится в промежутке от $0,15 \times 0,4 \times 0,2$ м до $0,7 \times 0,4 \times 0,5$ м. Трещины на этом участке хорошо выражены, ровные, ориентированы в меридиальном направлении, их частота в среднем 0,8 шт./м, при этом - одиночных 1-5 шт./м, в сериях 5-20 шт./м, а протяженность трещин этой системы превышает 60 м.

В данном разделе исследование масштабного эффекта производится для трех рассматриваемых в данной диссертации структурных типов блочного массива (рисунок 3.1). В первую очередь приводятся данные исследования масштабного эффекта для блочного массива с хаотично-упорядоченной системой трещиноватости *c*. Изучение в данном случае производится через относительные величины. Далее описываются результаты проведения численных экспериментов над блочным массивом с хаотичной системой трещиноватости *a* и упорядоченной *b*, соответственно.

Вычисление масштабного эффекта прочностных характеристик блочного массива выполняется в следующей последовательности: выделяется крупный участок массива, содержащий в себе все структурные особенности строения, производится создание численных геомеханических моделей, отличающиеся размерами сторон, которые последовательно

увеличиваются, проводится ряд виртуальных экспериментов, производится обработка полученных данных и выявляется зависимость прочностных характеристик блочного массива от его размеров.

На рисунке ниже (рисунок 3.50) показан трещиноватый блочный массив с рассматриваемой системой трещиноватости c (рисунок 3.1 (с)), на котором черной линией выделены квадратные геометрические участки блочного массива для численных экспериментов с изображенными тонкими линиями трещинами.

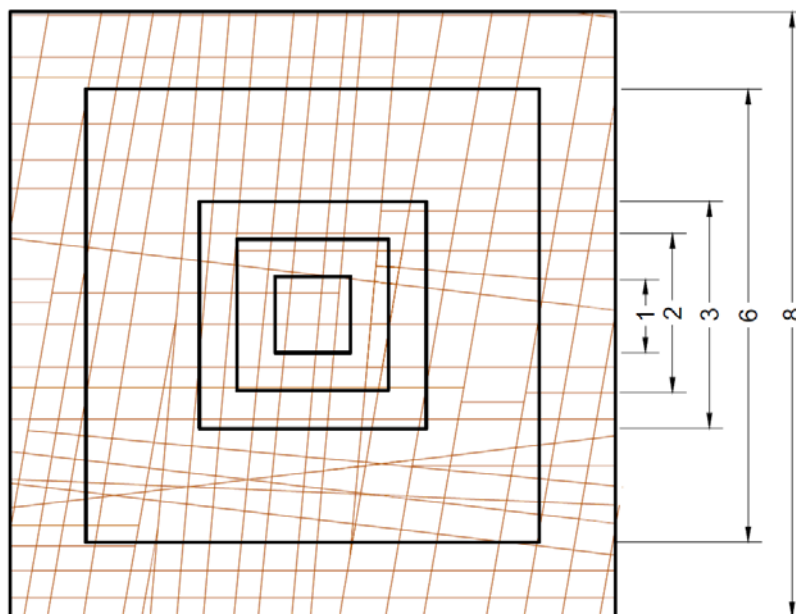


Рисунок 3.50 - Рассматриваемые габариты блочного массива в задаче определения масштабного эффекта [148].

Размеры моделей для экспериментов с целью определения масштабного эффекта варьируется от 1×1 м до 8×8 м. Количество структурных элементов для массива с трещиноватостью c (рисунок 3.1) с размером сторон 1 метр составляет 13, для 2 метров- 46, для 3 метров- 134, для 6 метров- 280, для 8 метров- 456. Для всех численных экспериментов использовалась схема заданных деформаций с приложением к модели боковой нагрузки, изображение которой приведено на рисунке 3.51. Для указанной схемы приложения нагрузки опорная плоскость конечно-элементной модели фиксируется в вертикальном направлении, а деформирование модели производится за счет вертикальных деформаций (v), прикладываемых к верхней абсолютно жесткой плоскости. Боковым поверхностям объемно-пространственной модели трещиноватого горного массива прикладываются давления для всех задач величиной 10 МПа. Численный эксперимент проводится в два этапа- на первом постепенно прикладывается давление σ_2 к боковым поверхностям модели и после завершения данного процесса производится реализация перемещения верхней абсолютно жесткой пластины по оси u в отрицательном направлении.

При деформировании блочного массива возникает множество площадок сдвига, имеющих различные участки продолжительности, что приводит к увеличению объема, отклонению плоскости среза от площадок действия максимальных касательных напряжений. В дальнейшем 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 этой поверхности часть модели массива перемещается относительно другой. Образующийся в это время разрыв служит причиной увеличения объема модели. Таким образом, скачкообразность графика деформирования (рисунок 3.53) объясняется процессом деформационного упрочнения модели на контакте зон сдвига в следствии неоднородности распределения трещиноватости.

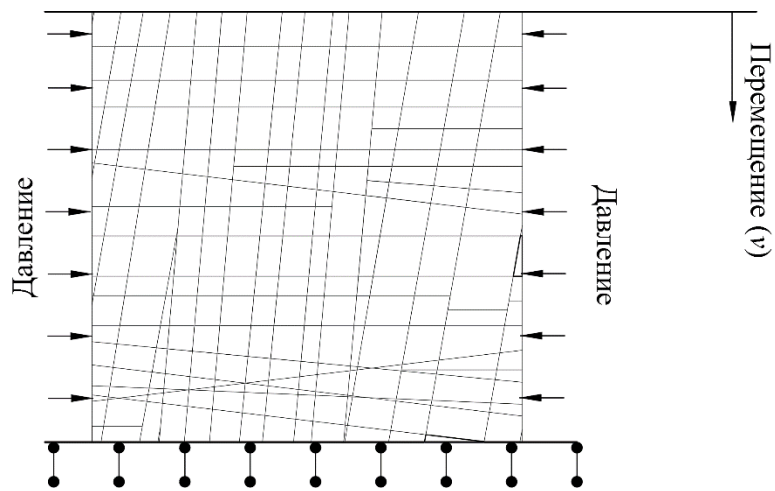


Рисунок 3.51 - Схема приложения нагрузок для образца со сторонами 6 м.

Большое практическое значение трещиноватости скального массива связано с ее существенным влиянием на дискретность, неоднородность, анизотропность и напряженное состояние массива и его прочностные и деформационные характеристики. При рассмотрении скального горного массива можно найти определенные закономерности в его системе трещиноватости или структуре. При уменьшении масштаба эти закономерности будут меняться, переходя из одного предела однородности в другой, что наглядно показано на рисунке ниже (рисунок 3.52).

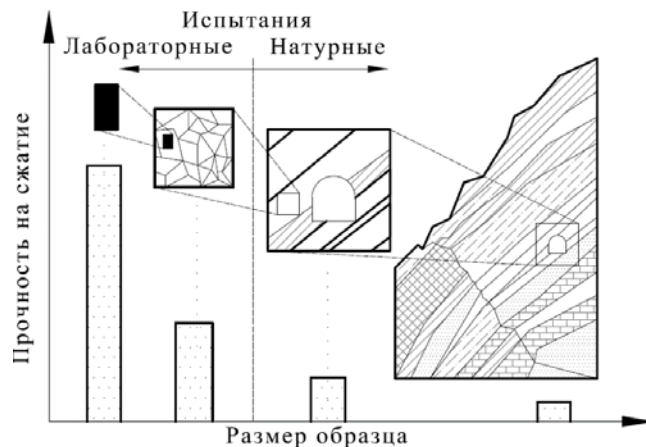


Рисунок 3.52 - Влияние размера рассматриваемой области горного массива на величину его прочности [129].

Экспериментально установлено, что геометрически подобные разного габарита области одного и того же блочного массива, исследуемые в одних и тех же условиях, демонстрируют различные механические характеристики, являющиеся функцией размеров области [18], что подтверждается проведенными численными экспериментами, результаты которых изображены ниже (рисунок 3.53). На графике показана зависимость относительной величины напряжений от деформации при нагрузке численных моделей блочного горного массива. Максимальной величиной напряжений принят предел прочности модели массива габаритом 1×1 м. Результатом проведенных численных экспериментов является выявленная закономерность масштабного эффекта, заключающаяся в уменьшении прочности массива по мере увеличения его размеров. Анализ указанной функции (рисунок 3.54) позволяет сказать о следующем: наблюдается уменьшение скорости изменения прочности при увеличении габарита, что приводит к снижению количественного влияния размера массива на его прочность. Данная мысль подтверждается исследованиями влияния трещиноватости на прочность горного массива, которые проведены и опубликованы в работе [107], где проведены численные эксперименты над трещиноватыми образцами мрамора, результаты которых сводятся к следующим выводам: наблюдается снижение прочности и дальнейшая её количественная стабилизация по мере увеличения размера массива (снижение прочности относительно прочности образца происходит на 80% до момента увеличения модели до 6 м, далее прочность уменьшается и составляет в среднем 10% прочности образца после увеличения размеров модели до размеров более 12 м). Таким образом, виртуальные эксперименты и натурные исследования свидетельствуют, что главной причиной разрушения горного массива является прогрессивный характер развития образования трещин отрыва и реализации сдвигов по контактными поверхностям.

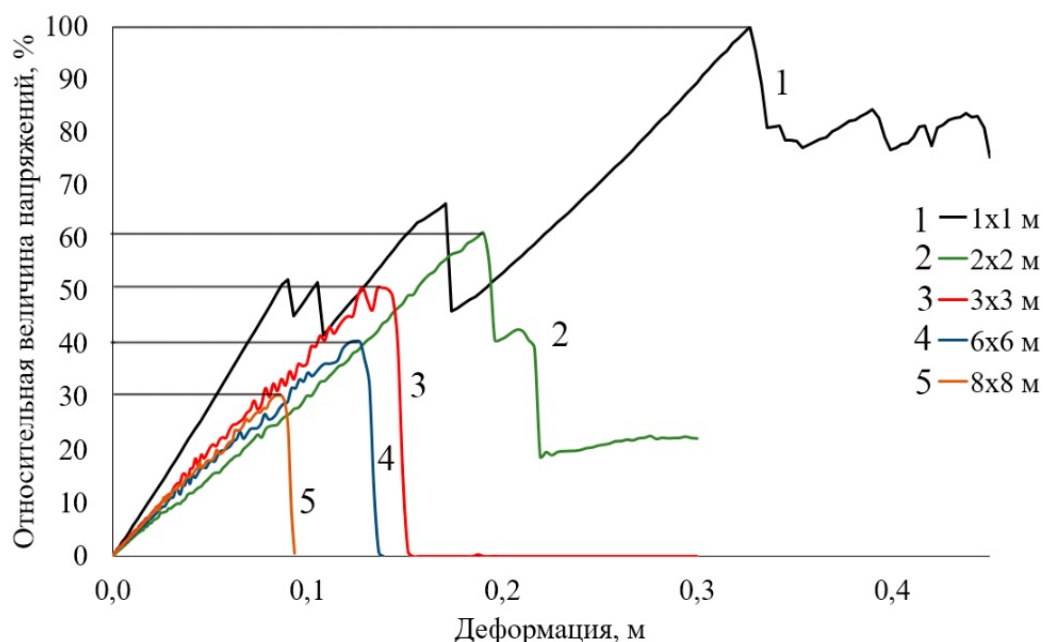


Рисунок 3.53 - Графики деформирования моделей трещиноватого горного массива различного габарита при эксперименте на двухосное сжатие при величине боковой нагрузки 10 Мпа [148].

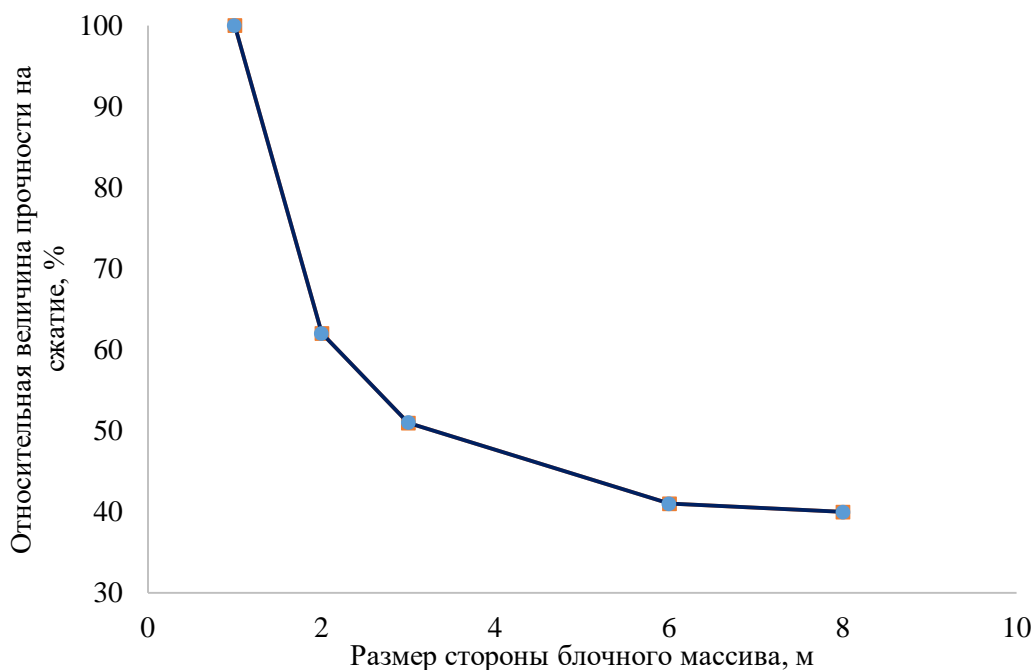


Рисунок 3.54 – Взаимосвязь между прочностью и размеров модели блочного массива с системой трещиноватости s .

Таким образом, возможно вычисление масштабного эффекта механических характеристик блочного массива с помощью предлагаемой численной модели [36]. Хотя при выполнении виртуального эксперимента отсутствует необходимость проведения натуральных исследований, задача все же остается трудоемкой и требующей высоких компьютерных вычислительных мощностей. Фактором, оказывающим влияние на возникновение разницы в прочностных характеристиках массива, является трещиноватость, но степень влияния его на устойчивость породных обнажений будет непостоянна и зависеть от других выбираемых граничных условий, например, соотношения сторон репрезентативного объема массива, наличия тектонических составляющих бокового давления, наличия обводненности массива, литологического состава вмещающих пород и их механических и физических свойств, свойств по контакту и др. В диссертационной работе далее проводится оценка степени влияния на количественные значения масштабного эффекта формы виртуально испытываемого образца блочного массива, а также далее производится сравнение качественного и количественного выражения масштабного эффекта прочности на сжатие для различных строений блочной структуры массива.

Качественно подобные результаты с использованием различных подходов получали различные исследователи для различных горных массивов [48,73,85,87,104,106,126,152,157]. Во всех случаях зависимость размера рассматриваемой области массива от прочности имеет качественно одинаковый характер, но в тот же момент количественно она уникальна для каждого отдельного случая. В целом, основываясь на теоретическом рассуждении по результатам численных экспериментов, формирование размера элементарного объема происходит во вполне прогнозируемом промежутке габаритов массива, то есть, возможно установление для каждого типа трещиноватости и ее частоты пределов формирования элементарного объема.

Для дальнейшего изучения масштабного эффекта механических характеристик блочного массива были построены модели двух различных систем трещиноватости (рисунок 3.1 *a, b*),

которые изображены на рисунка ниже (трещиноватость a : рисунок 3.55 и рисунок 3.56 для соотношения сторон 1:1; рисунок 3.59 для соотношения сторон 1:1.5; рисунок 3.62 для соотношения сторон 1:2; трещиноватость b). Расчетная схема (схема заданных деформаций), использованная в работе указана на рисунке 3.51.

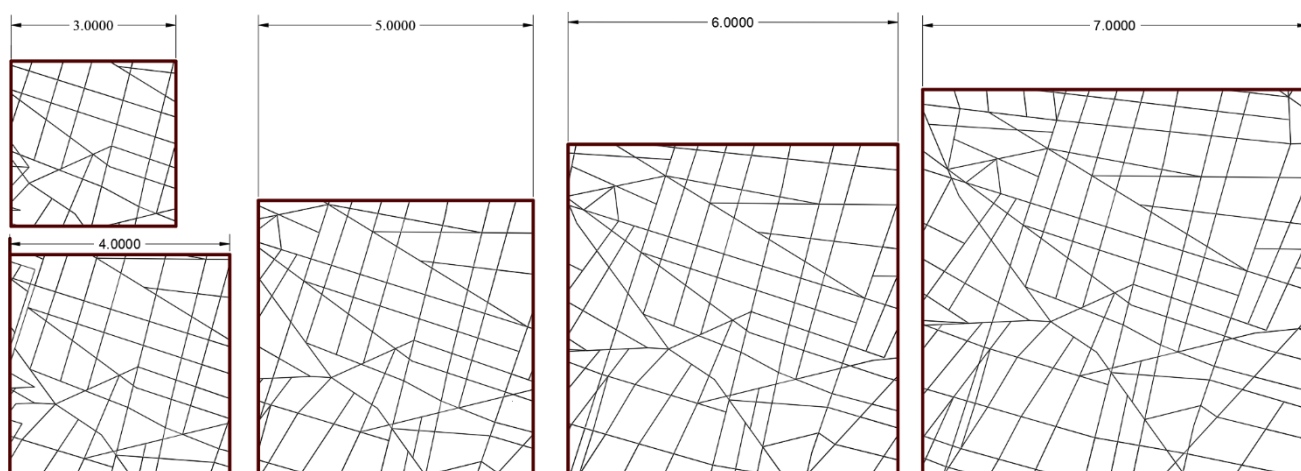


Рисунок 3.55 – Модели блочного массива с системой трещиноватости a с соотношением сторон 1:1 и размерами 3×3 м, 4×4 м, 5×5 м, 6×6 м, 7×7 м.

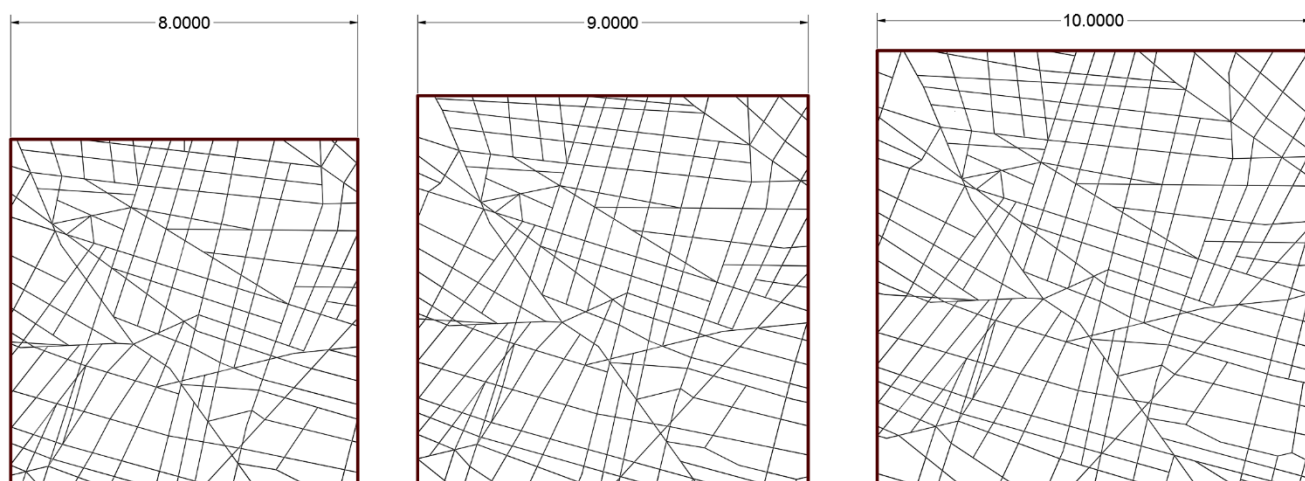


Рисунок 3.56 - Модели блочного массива с системой трещиноватости a с соотношением сторон 1:1 и размерами 8×8 м, 9×9 м, 10×10 м.

После проведения численных экспериментов для моделей массива с соотношением сторон 1:1 системы трещиноватости a , изображенной на рисунке 3.1, получены следующие графики деформирования геомеханических моделей блочного массива (рисунок 3.57). Для описания поведения блочной среды в рассматриваемом случае подходит упруго-пластическая модель поведения материала, где явно выделяются два участка деформирования: упругая стадия накопления напряжений и пластическое течение, характеризующееся относительно постоянной величиной напряжений по мере деформирования массива. При этом нужно отметить, что упругие деформации до момента накопления напряжений внутри массива 5 МПа практически не происходят, то есть модель ведет себя как жестко-пластическая.

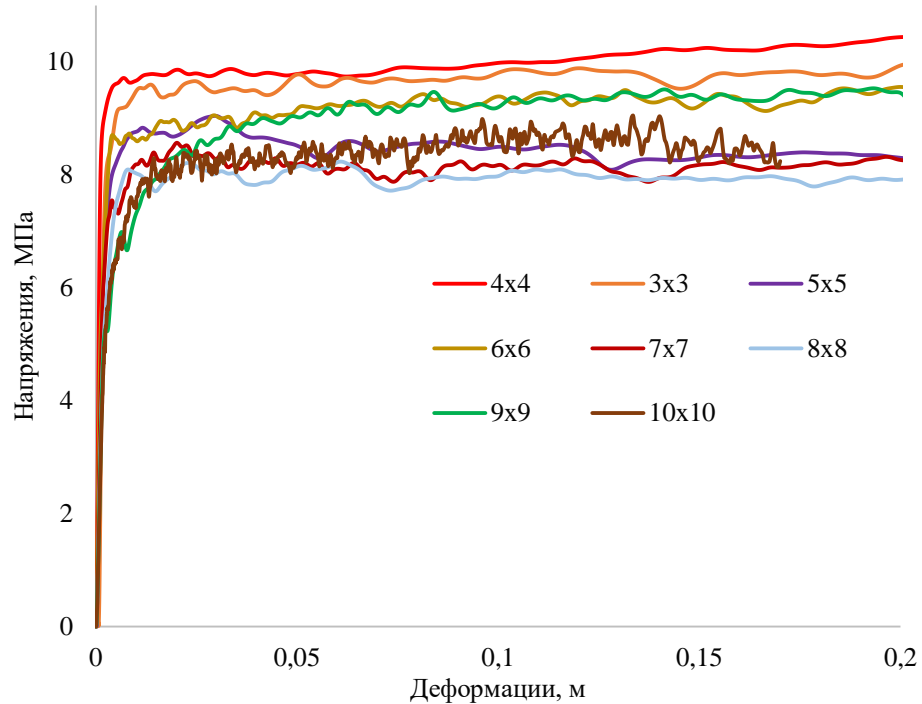


Рисунок 3.57 - Графики деформирования численных геомеханических моделей с соотношением сторон 1:1 с трещиноватостью a .

Степень «легкости» реализации деформаций, происходящих в нормальном направлении, влияет на количественное выражение масштабного эффекта прочности массива, так как именно протекание сдвиговых смещений позволяет в той или иной степени простоты реализоваться разрушению массива, что в свою очередь определяет возникновение анизотропного характера прочностных и деформационных характеристик блочного массива. При соотношении сторон в таком случае по мере увеличения размера массива происходит постепенное снижение его прочности (рисунок 3.58).

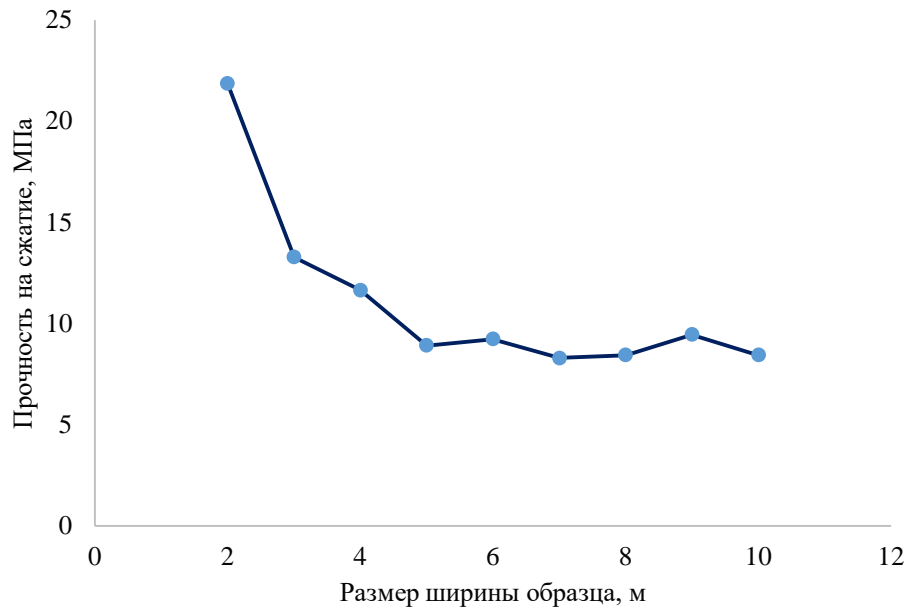


Рисунок 3.58 – Масштабный эффект прочности на сжатие блочного массива при соотношении сторон 1:1 для системы трещиноватости a (рисунок 3.1).

Причиной отклонения от закона подобия в рассматриваемых случаях является неоднородность блочного массива, вызванная строением (рисунок 3.59). Количественное выражение масштабного эффекта наблюдается достаточно ярко, как и заметные изменения прочности массива по мере увеличения его габаритов. Такой характер кривой масштабного эффекта в некоторой степени объясняется хрупким разрушением исследуемого материала, как системы блочных тел. По мере увеличения рассматриваемого в численном эксперименте образца массива происходит интеграция в расчет большего количества структурных неоднородностей, из чего можно сделать вывод о том, что масштабный эффект связан со структурной неоднородностью испытываемого блочного массива.

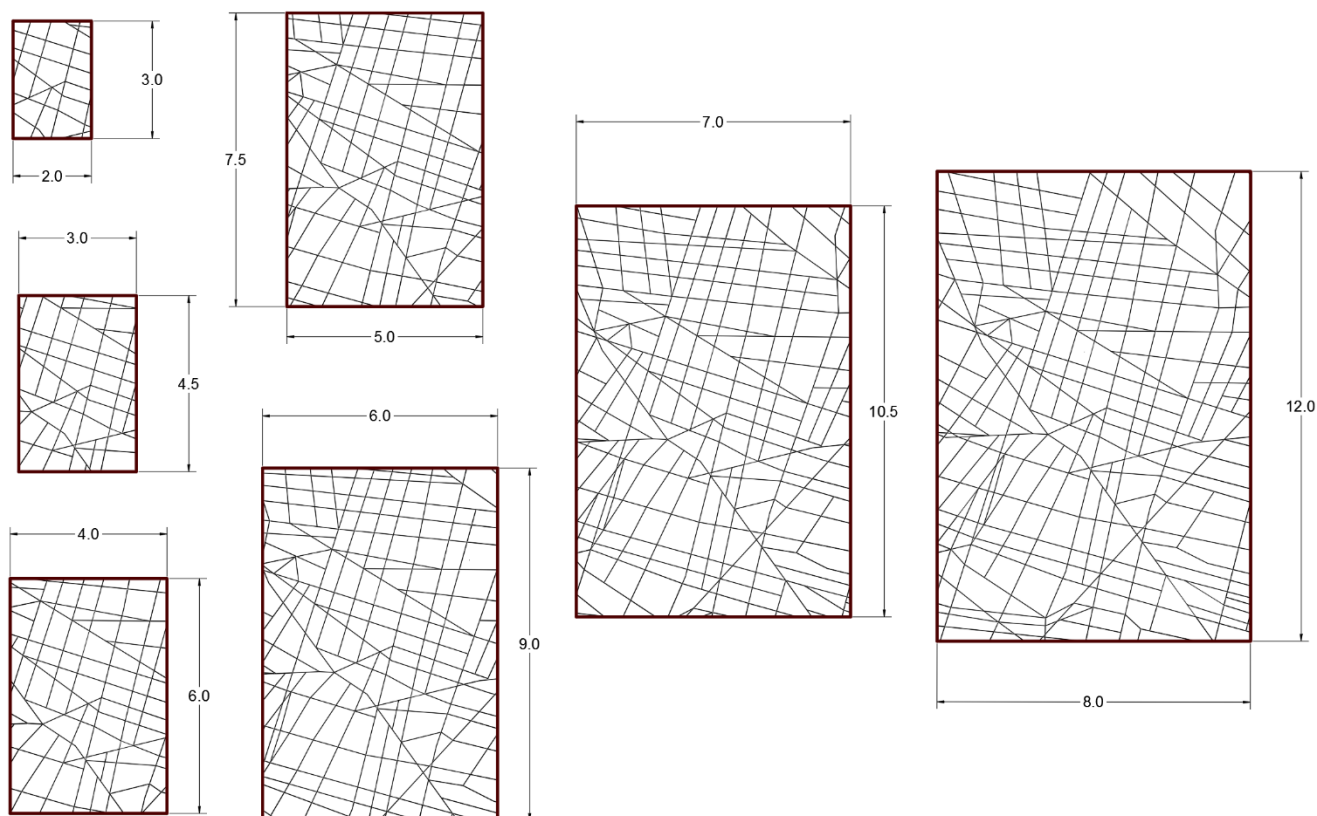


Рисунок 3.59 - Модели блочного массива с системой трещиноватости α с соотношением сторон 1:1.5 и размерами 2×3 м, 3×4.5 м, 4×6 м, 5×7.5 м, 6×9 м, 7×10.5 м, 8×12 м.

Далее приведены результаты виртуальных экспериментов над блочным массивом при соотношении его сторон 1:1.5 (рисунок 3.60). Принципиальное отличие от предыдущего варианта, где соотношение сторон составляло 1:1, заключается в том, что для описания деформирования моделей массивов с габаритами от 4×6 до 8×12 справедливо будет использовать не упруго-пластическую модель, а модель хрупкого разрушения, характеризующуюся практически линейным снижением сопротивления за пределом прочности. Но для соотношения сторон в моделях 2×3 м и 3×4.5 м справедливо будет использовать упруго-пластическую модель поведения материала, где упругое деформирование количественно выражается в незначительной степени, исходя из чего поведение материала близко к жестко-пластической модели, где накопление напряжений до предельного значения происходит практически без деформаций и реализуется это за счет того, что в указанных случаях (2×3 м и 3×4.5 м) плотность трещиноватости значительно меньше чем в остальных.

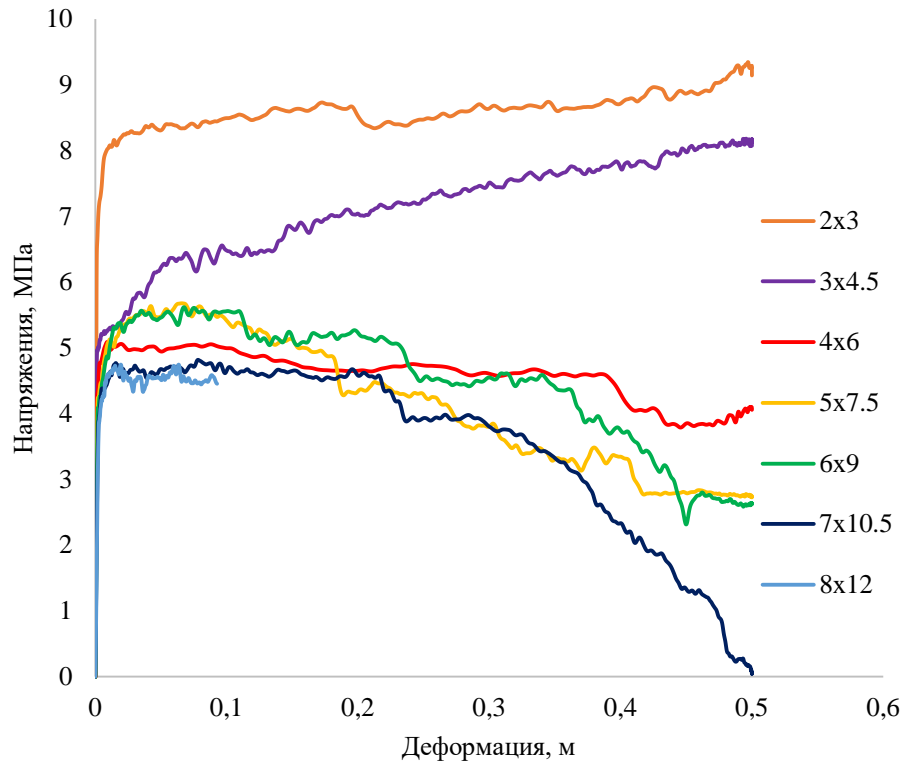


Рисунок 3.60 - Графики деформирования численных геомеханических моделей с соотношением сторон 1:1,5 и трещиноватостью a .

Качественное выражение масштабного эффекта для случаев с соотношением сторон массива 1:1 и 1:1,5 (рисунок 3.61) имеет сходство, но наблюдается количественная разность, возникающая из-за различий в соотношении сторон блочного массива. Влияние параметра соотношения сторон для трещиноватого массива на его прочностные характеристики будет подробно рассмотрено в четвертой главе.

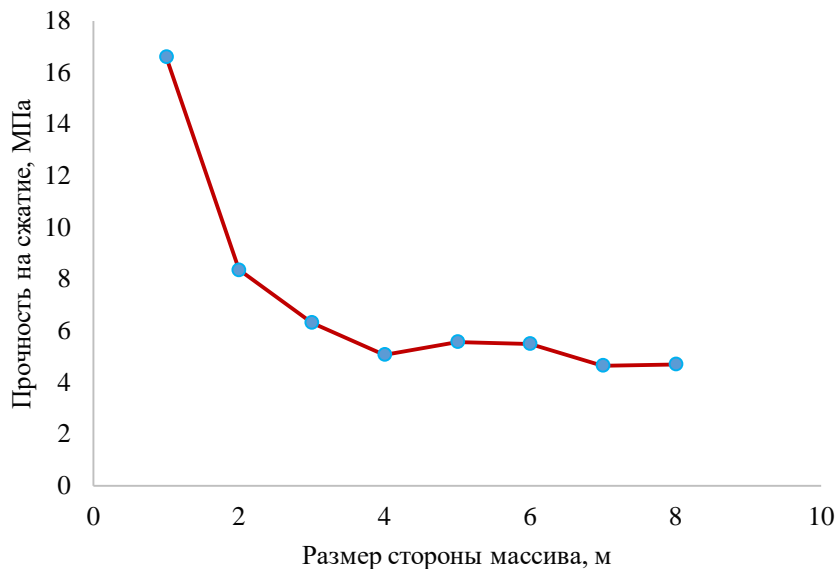


Рисунок 3.61 - Масштабный эффект прочности на сжатие блочного массива при соотношении сторон 1:1,5 для системы трещиноватости a .

Результаты численных экспериментов над численными моделями блочного массива для изучения масштабного эффекта прочностных характеристик при соотношении его сторон 1:2 для системы трещиноватости a (рисунок 3.1, рисунок 3.62) приведены ниже (рисунок 3.63). На графике деформирования показаны зависимости деформаций от напряжений для моделей с различными габаритами: от 1×2 до 8×16 м (рисунок 3.64). Проанализировав результаты, можно отметить следующую тенденцию: по мере увеличения плотности трещиноватости, то есть увеличения размера рассматриваемого участка массива, происходит постепенный переход от жестко-пластической модели деформирования к упруго-пластической и далее к модели, характеризующейся линейным снижением сопротивления за пределом прочности. При нагружении пластические деформации становятся преобладающими во многих случаях, необратимые смещения происходят по контактам взаимодействия, особенно в тех плоскостях, где возникают максимальные сдвиговые напряжения. Таким образом, при воздействии нагрузки на массив возникают смещения и деформации блоков горной породы, изменяется изначальная структура блочного массива, реализуются упругие и пластические деформации.

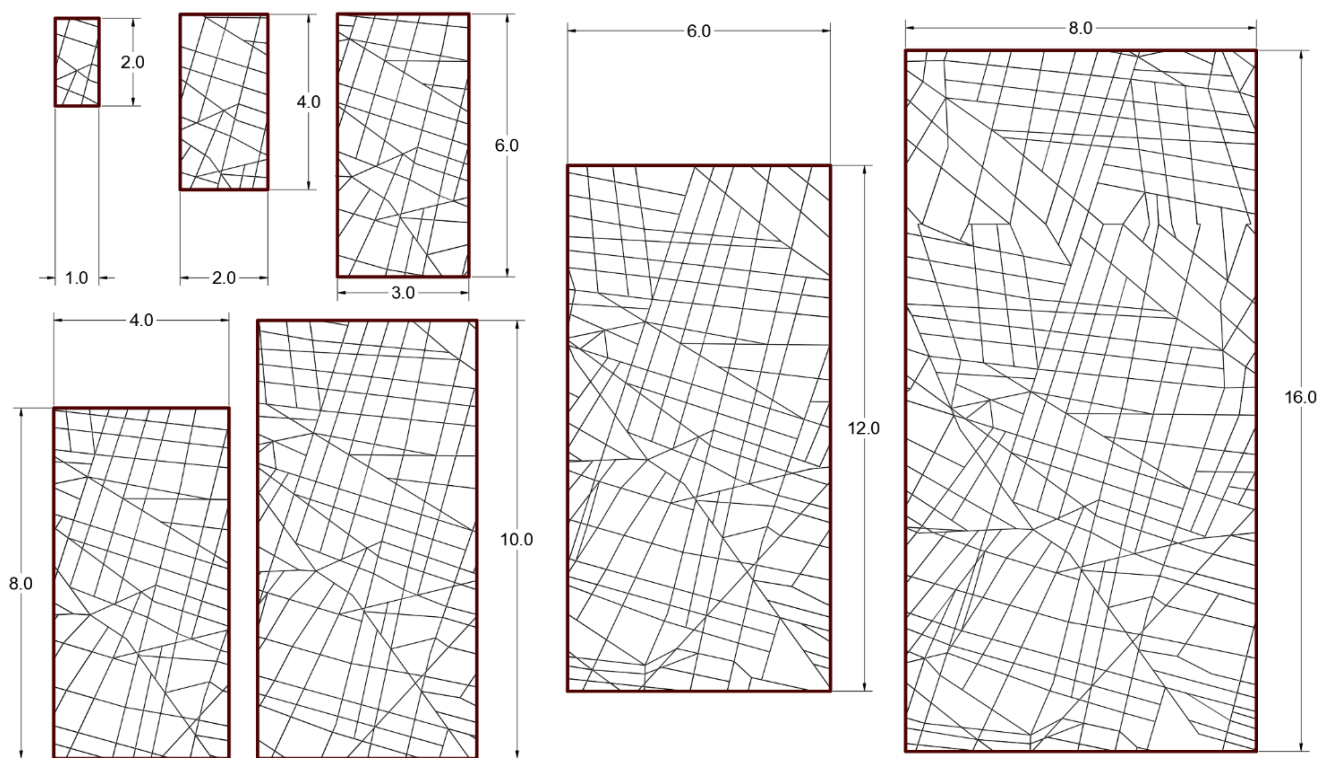


Рисунок 3.62 - Модели блочного массива с системой трещиноватости a с соотношением сторон 1:2 и размерами 1×2 м, 2×4 м, 3×6 м, 4×8 м, 5×10 м, 6×12 м, 7×14 м, 8×16 м.

Отмеченные выше два наблюдаемых механизма разрушения численной модели блочного массива (пластическое течение в виде сдвига и хрупкое разрушение в виде разрывов между контактами) наблюдаются в результатах вычислениях. Для каждой модели превалирует какой-то из них в большей или меньшей степени. Данный факт, что разрушение в трещиноватом массиве происходит комбинированным способом, всегда присутствуют и сдвиг, и разрыв, было теоретически сформулировано и в настоящее время не вызывает сомнений. Нужно отметить, что подобный процесс протекания деформаций в массиве в некоторой степени объясняет наличие масштабного эффекта, так как именно степень и возможность реализации сдвиговых и

разрывных деформаций внутри блочной структуры обосновывает снижения прочности массива по мере увеличения его размеров.

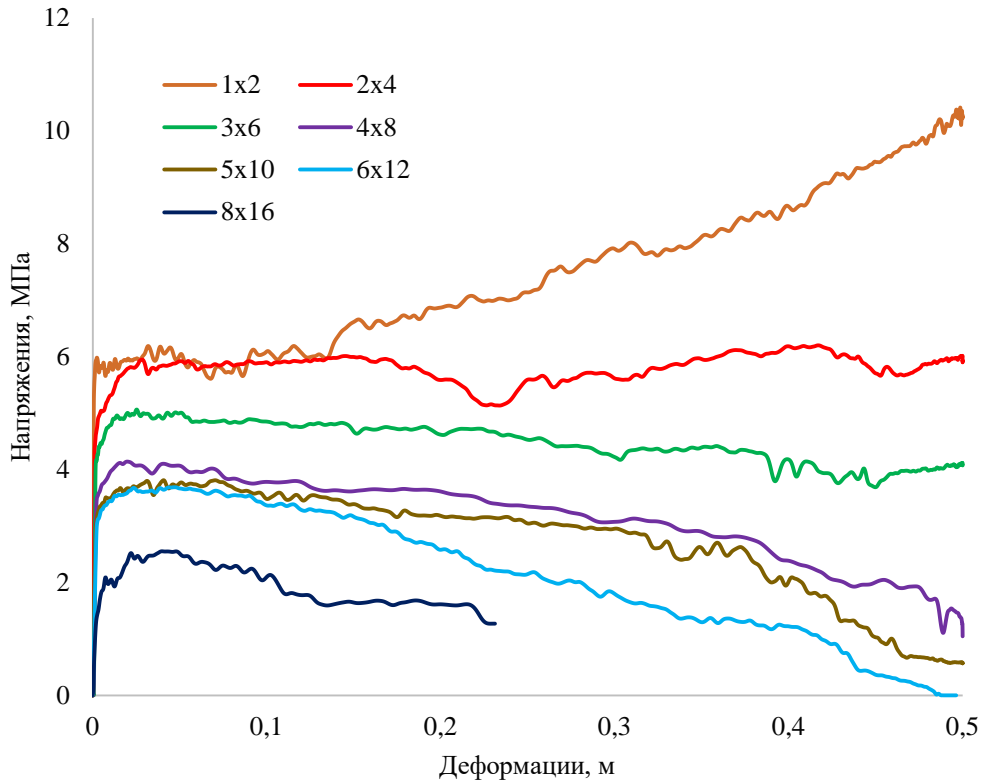


Рисунок 3.63 – Графики деформирования при численном эксперименте блочного массива с соотношением сторон 1:2 с трещиноватостью a [140].

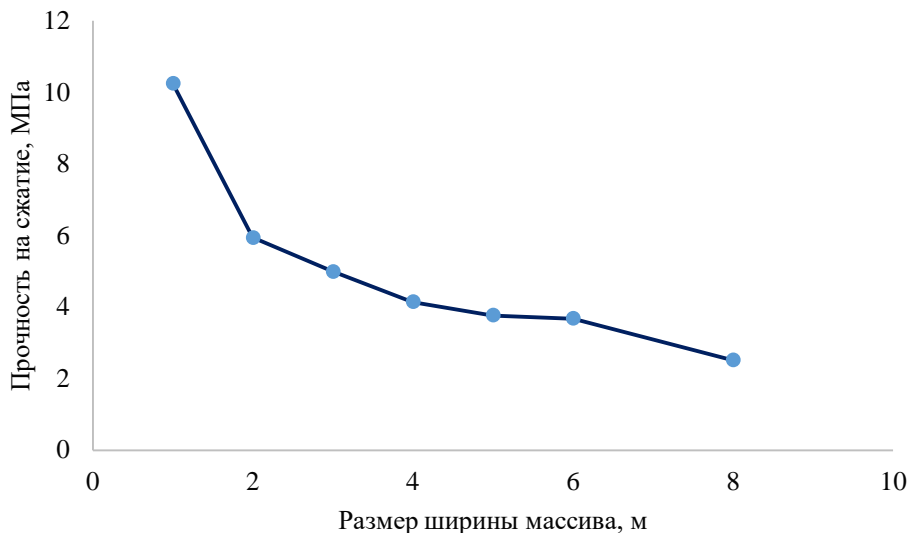


Рисунок 3.64 – Масштабный эффект прочности на сжатие блочного массива с трещиноватостью a и соотношением сторон 1:2.

После проведения численных экспериментов над моделью среды с упорядоченной трещиноватостью (рисунок 3.1, рисунок 3.65) получены приведенные ниже зависимости напряжений от деформаций (рисунок 3.66-рисунок 3.68). Пластические деформации на приведенных графиках начинаются при сравнительно больших нагрузках, практически по достижению предельного значения прочности. По мере накопления напряжений внутри

массива при относительном отсутствии деформаций на допредельной стадии деформирования происходит формирование загруженной части массива, которая определяется структурой массива (рисунок 3.68). Именно характер и площадь загруженности блочного массива в большой степени определяют насколько устойчива будет система блоков по отношению к воздействующей нагрузке. Качественное и количественное выражение масштабного эффекта в рассматриваемом случае продемонстрировано на рис. 3.69.

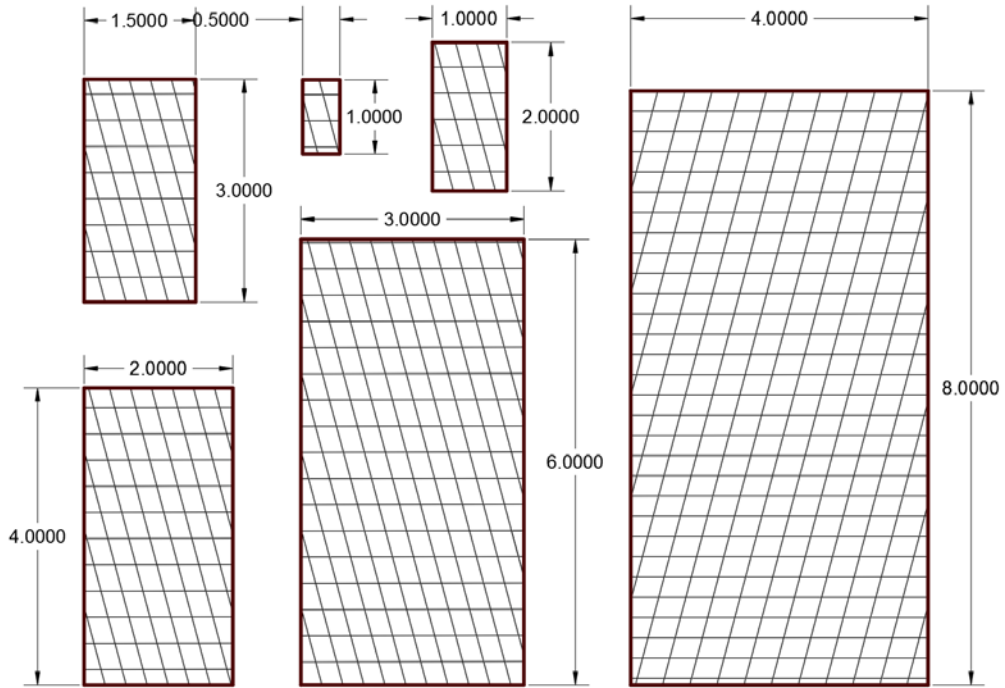


Рисунок 3.65 - Модели блочного массива с системой трещиноватости b с соотношением сторон 1:2 и размерами 0.5×1 м, 1×2 м, 1.5×3 м, 2×4 м, 3×6 м, 4×8 м.

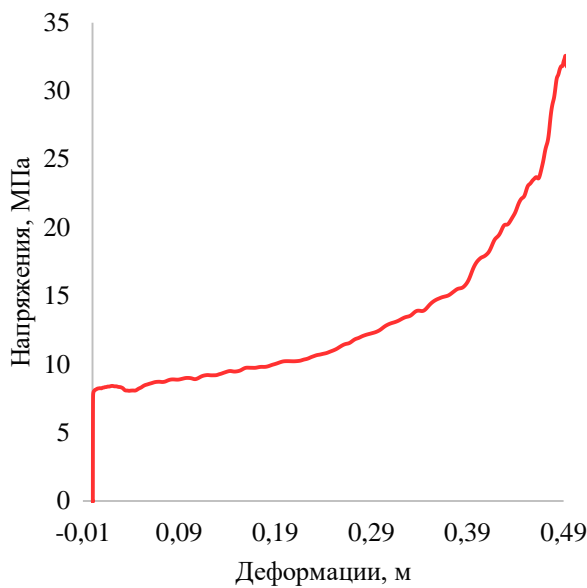


Рисунок 3.66 – график деформирования блочного массива с габаритами 0.5×1 м.

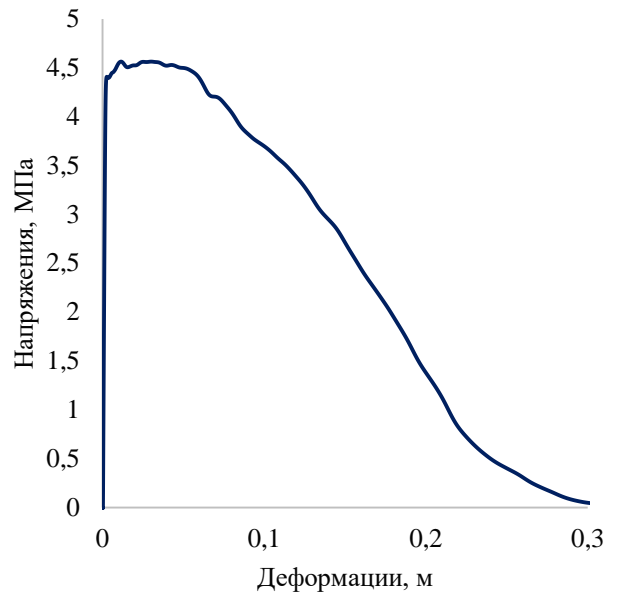


Рисунок 3.67 - график деформирования блочного массива с габаритами 4×8 м.

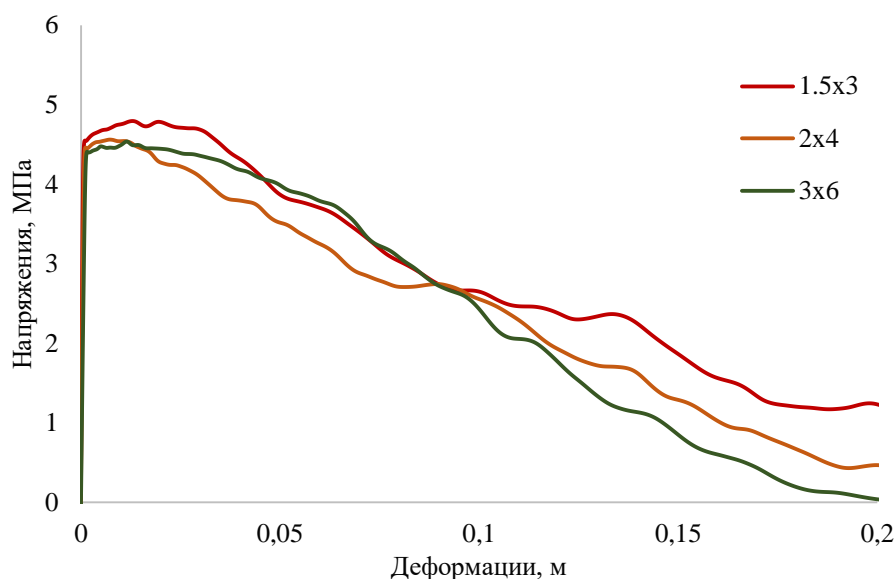


Рисунок 3.68 - График деформирования блочного массива с габаритами 1.5x3, 2x4, 3x6 м.

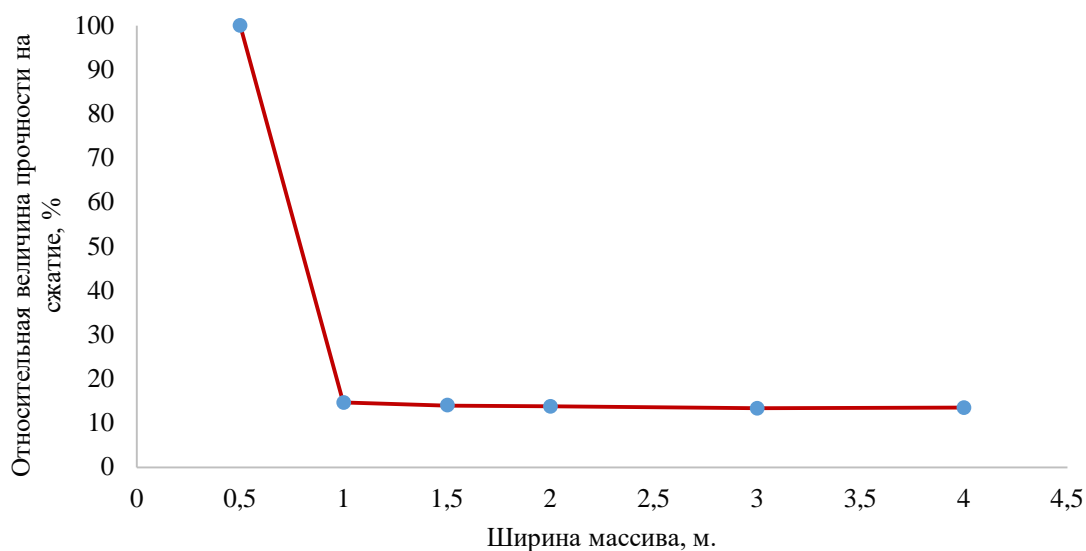


Рисунок 3.69 - Масштабный эффект прочности на сжатие блочного массива с упорядоченной системой трещиноватости b при соотношении сторон 1:2.

По результатам проведенных исследований можно заключить, что прочность геометрически подобных по соотношению сторон объектов не остается постоянной, что выражается в проявлении масштабного эффекта. При исследовании с заданными граничными условиями блочного массива выявлено явное изменение механических характеристик, выраженное в снижении последних по причине наличия в массиве структурных неоднородностей, которые в совокупности оказывают влияние с точки зрения прочности.

Наличие масштабного эффекта прочностных и деформационных характеристик создает необходимость количественного его вычисления. По мере увеличения объема рассматриваемого целика происходит изменение структуры массива, что количественно выражается изменением отношения стороны целика к средней величине слагающего его блока, и изменением его механических характеристик. Экспериментально установлено, что геометрически подобные области одного и того же трещиноватого массива, исследуемые в одних и тех же условиях, демонстрируют различные механические характеристики,

являющиеся функцией размеров области. Влияние трещиноватости на механические характеристики целика хорошо иллюстрируются результатами численных экспериментов на одноосное сжатие (рисунок 3.70) [140]. В рассматриваемой области массива возможно выделение, дальнейшее уменьшение размеров которого, не будет приводить к изменениям его механических свойств. Для проведенных экспериментов с выбранными граничными условиями и трещиноватостью, соотношением сторон целика 1:2, 1:1.5, 1:1, таким объемом является участок массива с шириной 6 м. При дальнейшем увеличении размеров модели, происходит выполаживание кривой зависимости прочности на сжатие от габарита (рисунок 3.70).

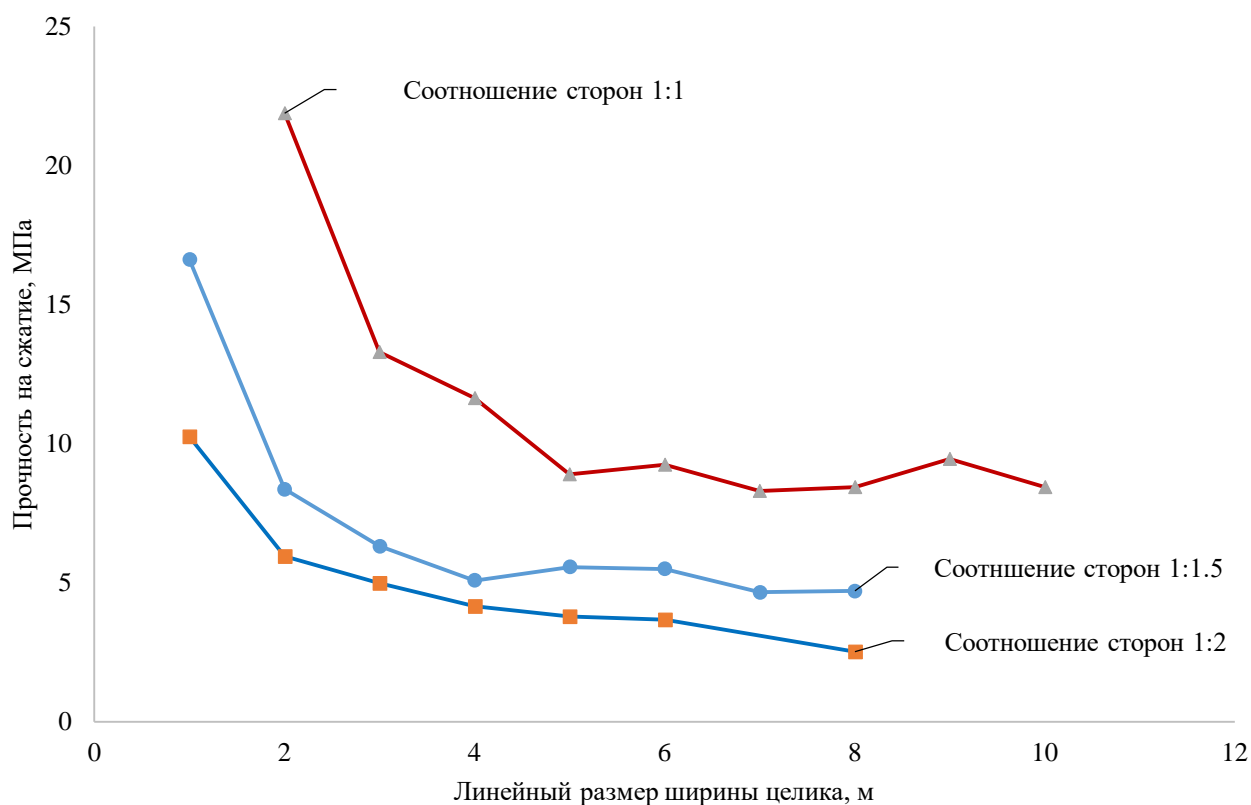


Рисунок 3.70 – Масштабный эффект прочности на сжатие целика в трещиноватом горном массиве (система трещиноватости *a*).

Эпюры напряженно-деформированного состояния при изучении масштабного эффекта по мере варьирования формы исследуемого участка массива с соотношениями сторон 1:1 (раздел 5.3), 1:1.5 (раздел 5.1), 1:2 (раздел 5.2) приведены в приложении А (рис. 5.1-5.23).

О наличии масштабного эффекта механических характеристик в трещиноватом (в том числе и блочном) известно уже более 100 лет, но дискуссии о природе данного феномена ведутся до сих пор. По результатам численных экспериментов можно сделать некоторые выводы о природе масштабного эффекта в блочном массиве: наблюдаемая в массиве иерархия структурных неоднородностей приводит к формированию масштабного эффекта, что в свою очередь приводит к увеличению размеров элементарных объемов; причиной проявления масштабного эффекта в блочном массиве является отличие в способности блочной структуры сохранять устойчивое состояние при внешнем воздействии по мере увеличения размеров рассматриваемого участка массива, различная же способность сохранять устойчивость объясняется разницей в перераспределении напряженно-деформированного состояния внутри структуры, где по мере увеличения размеров массива происходит возникновения менее

благоприятных условий при взаимодействии блоков горной породы с точки зрения их устойчивости в системе. Таким образом, масштабный эффект проявляется в материале за счет наличия трещиноватости и по мере увеличения размеров массива происходит усложнение его строения, что в свою очередь становится предпосылкой уменьшения рабочей площади сечения блочного массива за счет изменения характера распределения напряженно-деформированного состояния в системе взаимодействия блоков горной породы.

В работе рассмотрен одна разновидность структурных нарушенностей и применительно к ней выполнялся анализ данных численного моделирования для вычисления элементарного объема массива. По результатам анализа результатов можно выделить следующее: блочный массив по мере увеличения его размеров оказывается более деформируемым и менее прочным при одинаковых граничных условиях, создающий напряженно-деформированное состояние в нем. Вышесказанное качественно коррелирует с теоретическими рассуждениями отображенными в работе [4]: «Общеизвестно, что в одном и том же массиве скважина более устойчива, чем штокообразная выработка, так как размеры области влияния выработки в массиве растут с увеличением размеров выработки, соответственно увеличиваются и размеры элементарного объема, что в конечном итоге приводит к повышению деформируемости и снижению прочности вмещающего массива, т.е. к снижению устойчивости выработки».

3.9 Выводы по третьей главе

1. Определяющим фактором снижения несущей способности целика в блочном рудном массиве при увеличении его размеров или изменении угла наклона трещиноватости является неоднородность распределения напряжений и деформаций внутри него.

2. Предлагаемый метод позволяет вычислять напряженно-деформированное состояние массива, обладающего блочной структурой с учетом в явной форме строения и контактных условий между блоками горной породы. Трещины являются причиной пространственной изменчивости механических характеристик массива, что является причиной неоднородного распределения напряжений в массиве. По результатам исследования рекомендуется оценивать механические характеристики отдельных участков массива, междукамерных целиков, обладающих структурными особенностями с использованием разработанной численной геомеханической модели, учитывающей форму, расположение блоков и их свойства, условия по контактам взаимодействия, что позволяет моделировать зоны концентрации напряжений, возникновения деформационного процесса его развития по трещинам.)

3. Численная геомеханическая модель блочного горного массива, представленного дискретной средой, учитывает контактные условия между блоками, строение блочного массива в явном виде, позволяет моделировать формирование и развитие трещин сдвига и разрыва, получать зависимость напряжений от деформаций, где деформационная анизотропия учитывается в явном виде в процессе разрушения блочной структуры массива.

4. Учет системы трещиноватости в блочном горном массиве позволяет получить результаты, свидетельствующие о несимметричности распределения внутри него напряженного состояния, зона наиболее нагруженных частей участка массиве варьируется в зависимости от его структуры.

5. Выполненные численные эксперименты позволили вычислить механические показатели блочного горного массива, их анизотропию и масштабный эффект. По результатам численных экспериментов возможно выявление закономерностей изменения деформационных характеристик блочного массива в зависимости от достигаемых напряжений.

6. По результатам численных экспериментов выявлена степень влияния ориентации трещиноватости блочного горного массива на его механические характеристики – при прочих равных граничных условиях вариация может достигать неоднократной разницы, учет чего имеет практическое важное значение для обеспечения безопасных условий эксплуатации подземных сооружений.

7. Количественно выявленный масштабный эффект прочности массива обусловлен отсутствием подобия между массивами различных габаритов: при увеличении размера массива в расчетную область включается большее количество трещин, что приводит к увеличению неоднородности распределения напряжений и деформаций внутри массива. Трещины разрыва развиваются преимущественно вдоль направления действия максимального главного напряжения - по мере увеличения объема массива образование последних происходит легче, так как жесткость структуры уменьшается за счет возникновения более сложного строения при включении в массив большего количества трещин. Процесс деформирования, заключающийся в развитии трещиноватости и относительного смещения образующих блоков происходит по линиям наименьшего сопротивления, определение которых происходит сложным интегрированным напряженным состоянием массива. Возникновение трещин отрыва и их развитие вместе с трещинами сдвига приводит к возникновению характерного для конкретной задачи НДС, возникновения боковых нагрузок приводит к усложнению этого процесса, что выражается в увеличении прочности массива.

ГЛАВА 4. МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МЕЖДУКАМЕРНЫХ ЦЕЛИКОВ В БЛОЧНОМ МАССИВЕ

4.1 Рекомендации по использованию разработанной численной геомеханической модели блочной среды

Рудные тела и вмещающие породы рудных месторождений характеризуются наличием тектонических нарушений и различных систем трещин. Тектонические нарушения многократно превышают поперечные размеры горных выработок и для учета их влияния на геомеханические процессы необходимо рассматривать конкретные геомеханические задачи для каждого месторождения. На рудных месторождениях обычно прослеживается несколько систем трещин, имеющих различные углы падения, азимуты залегания, величины их раскрытия, модули трещиноватости и минералы-заполнители. При наличии одной системы трещин в породном массиве формируется упругая слоистая среда, прочностные и деформационные характеристики которой в направлениях перпендикулярном и параллельном слоистости, различны. Пересекаясь между собой, системы трещин разбивают породные массивы на элементарные блоки, наличие которых оказывает определяющее влияние на прочность, деформируемость и геомеханические процессы при разработке апатит-нефелиновых месторождений.

При камерно-столбовой системе разработке рудных месторождений поддержание выработанного пространства осуществляется за счет сформированных в процессе горных работ целиков. Параметры системы разработки должны обеспечить минимальные потери и разубоживание руды. Определив допустимые пролеты очистных камер производится выбор формы поддерживающих целиков из соображений обеспечения безопасных и эффективных условий эксплуатации рудного месторождения, далее выбирается конструкция системы разработки и в зависимости от выбранной конструкции вычисляется нагрузка, которую должны выдержать целики. Вопросы вычисления прочности междукамерного целика посвящена данная глава.

В мировой практике разработаны две принципиальные схемы расчета прочности целиков, которые реализованы в режимах заданных нагрузок и деформаций. В режиме заданной нагрузки расчет прочности целика производится при его неглубоком расположении, когда пролет выработанного пространства больше или равен глубине разработки (данный подход в диссертационной работе не рассматривается). В случае глубокой разработки в сложных горно-геологических условиях целесообразно производить расчет прочности целика в режиме заданных деформаций, таким образом максимальное оседание кровли выработанного пространства будет происходить в ее центре, из-за чего нагрузка на целики будет варьироваться. Деформации выработанного пространства производят и формируют нагрузку на целики, которые сжимаются в вертикальном и расширяются в продольных направлениях. Второй рассматриваемый случай, когда прочность целика рассчитывается в режиме заданных деформаций, имеет зеркальное отражение в предлагаемом методе вычислений несущей способности блочного массива в данной диссертационной работе.

Как было отмечено в первых главах диссертации, результаты лабораторного эксперимента над монолитным образцом горной породы количественно не соотносятся с аналогичными показателями горного массива из тех же горных пород, причина чего является наличие трещиноватости. Соотношения размеров и частоты трещин и размеров образцов резко отличаются от аналогичных соотношений параметров трещин и массива, что вызывает

нарушение закона подобия – геометрического, следовательно, и прочностного. Для установления связи между прочностью породы в керне и формируемой этой породой или рудой массиве требуется комплексный учет строения последнего. Так как междукамерный целик является образцом массива, в котором он располагается, то он будет обладать всеми механическими свойствами, количественно характерными для рассматриваемого размера, так как выше было доказано, механические характеристики массива являются функцией его размеров. Таким образом, практическое использование разработанной методики возможно для вычисления прочности междукамерных целиков при разработке рудных месторождений полезных ископаемых на больших глубинах в сложных горно-геологических условиях, нагрузка которых производится в режиме заданных деформаций при разработке месторождений.

В четвертой главе исследуется влияние соотношения высоты и ширины целиков на их несущую способность, по результатам проведенных исследований выполняется построение зависимости указанных двух показателей и производится сравнение с традиционными эмпирическими подходами вычисления прочности целиков.

4.2 Разработка метода расчета несущей способности междукамерного целика в блочном горном массиве

Эффективность и безопасность камерной системы разработки определяется обоснованностью и точностью выбора размеров её конструктивных элементов. Для повышения достоверности геомеханического прогноза процессов в массиве разработанная численная модель должна отображать принятую технологию ведения горных работ, что позволит комплексно отобразить изменения напряженно-деформированного состояния массива в области подземного сооружений. В диссертационной работе проводится анализ прочности блочного массива и междукамерных целиков, располагаемых в нем, как самостоятельных единиц. Поэтому все рекомендации касаются исключительно целиков или блочного массива вне интеграции в модель технологических параметров ведения работ.

Таким образом, конечно-элементная модель является идеализацией реального рудного массива, включающей в себя следующие элементы – геометрические параметры, механическое поведение материала. Под геометрическими параметрами подразумевается: репрезентация массива как трехмерной геомеханической модели в плоско-деформационной постановке, учет структуры массива в явном виде по данным геофизических исследований. Под идеализацией механического поведения материала подразумевается использование разработанных моделей поведения среды, включающих некоторое количество параметров, число которых зависит от степени сложности поведения материала. При выборе модели поведения материала необходима уверенность в том, что она относительно наиболее точно описывает важные механические процессы, учитываемые в задаче. Как правило, модели феноменологически устанавливают взаимосвязь между напряжениями и деформациями в массиве или материале, для рассматриваемой задачи используется упруго-пластическая модель поведения Кулона-Мора. Прогноз механического поведения внутри блока горной породы, как образующего элемента массива, основывается на применении численного метода моделирования при рассмотрении его как сплошного тела с усредненными механическими характеристиками. Количественное выражение деформаций границ породного блока зависит от интенсивности развития упругих и пластических деформаций, величина которых определяется сформированной зоной предельного состояния.

Разработанная геомеханическая модель блочного рудного и горного массивов учитывает особенности деформирования во всем диапазоне изменения напряжений и деформаций за счет возможности реализации упругих и пластических деформаций внутри блоков горной породы и достижения предельного состояния по контакту, смещений по контактам, реализации разрывов между ними. Реализация разрушения блочных рудных и горных массивов приводит к формированию большого количества новых поверхностей ослабления, на которых локализуется сдвиговые и нормальные растягивающие деформации, что приводит к возникновению и развитию трещин сдвига и разрыва. Развитие трещиноватости из существующей структуры массива формирует так называемую деформационную анизотропию, которая в свою очередь оказывает влияние на последующий процесс деформирования и разрушения массива.

4.3 Вычисление влияния соотношения ширины и высоты междукамерного целика в трещиноватом горном массиве

В данном разделе производится вычисление влияния соотношения сторон целика на его прочность при прочих равных граничных условиях. Для расчета выбрана полигональная структурированная (упорядоченная) система трещиноватости b (рисунок 3.1), где имеются наиболее благоприятные условия для возникновения площадок сдвига.

Большое количество экспериментальных исследований и наблюдений проведено на рудниках в различных странах [19,25,31,43,49,56,86,91,93,116,120,121,132], которые свидетельствуют, что показатели прочности междукамерных целиков зависят от соотношения их сторон. По анализу эмпирических исследований вывести строгую зависимость, определяющую связь между показателями соотношения сторон и прочностью целиков не представляется возможным, так как повсеместно во всем спектре исследования происходит вариация указанных параметров, не отвечающая критериям линейной зависимости, что говорит о наличии дополнительных факторов, влияющих на показатели прочности целика. Такой подход не предназначен для изучения процессов деформирования и развития трещиноватости в рассматриваемом объеме блочного массива. Как в главе 1 данной диссертационной работы было сформулировано, определяющим фактором снижения прочности блочного массива является наличие структурных неоднородностей или трещиноватости.

Далее проведена исследовательская работа по выявлению влияния исключительно параметра соотношения сторон в целиках на его прочность. Естественно, изменение габаритов сторон целиков приводит к перемене структуры последнего, что включает в расчет дополнительные трещины. Таким образом, невозможно оставить все прочие граничные условия равными в разработанной численной модели блочного массива при изменении размеров сторон. Исходя из вышесказанного, на механическое поведение блочной среды значительное влияние оказывает структура, которая представляет собой интегрированную по поверхностям трещин систему блоков горной породы, что вызывает прочностную и деформационную анизотропию (глава 3).

Для изучения влияния ширины целика на его несущую способность при постоянной высоте (8 м) были построены модели с варьированием изменяемого параметра от 3 до 7 метров с шагом 1 м. Для изучения влияния высоты целика на его несущую способность при постоянной ширине (4 м) были построены модели с варьированием высоты от 1 до 9 метров с шагом 1 м. При моделировании целиков в блочном горном массиве использовались следующие физико-механические свойства горной породы: $\rho=2760$ кг/м³, модуль упругости, $E=5 \cdot 10^4$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu=0.255$, угол внутреннего трения $\varphi=27^\circ$, сцепление $c=30$ МПа,

минимальная прочность на сжатие $\sigma_{сж}=50$ МПа. При численных экспериментах использовалась схема заданных деформаций, где при контактном взаимодействии блоков горной породы происходит перемещение их друг относительно друга в тангенциальном и нормальном направлениях, и при этом общая жесткость рассматриваемого целика снижается.

По результатам численных экспериментов прослеживается тенденция – на стадии упругого деформирования целика, когда действующие напряжения не достигают предельных значений, максимальные вертикальные напряжения формируются ближе к центру целика, а боковые поверхности в зависимости от соотношения сторон не вступают в работу, напряжения в этих зонах на порядок ниже, чем в формируемых очагах в центре целиков (рисунок 4.1). Вертикальное сжатие приводит к формированию внутри целика деформаций сдвига и возникновения трещин разрыва, которые исключают из механической работы некоторые участки целика, не позволяя за счет разрыва поля напряжений включаться в совместную работу. Закономерность распределения поперечных деформаций в целике непостоянная и она зависит от строения массива и соотношения сторон целика. В условиях наиболее благоприятного контактного взаимодействия блоков руды, формируемых целик, вероятность развития разрушения ниже, так как эти локальные зоны имеют относительно высокую жесткость конструкции, поэтому в этих зонах за счет ограничения поперечных деформаций возникают сжимающие горизонтальные напряжения, величина которых сопоставима с величиной вертикальных напряжений. В целом за счет возникновения условий в структуре массива, где вертикальные напряжения могут быть сопоставимы с горизонтальными и наоборот, возникает рабочая конструкция целика, исключая зоны отрыва и сдвига, выключенные из механического взаимодействия разрывом контактов. Так, на примере (рисунок 4.1) можно наблюдать возникновение наиболее нагруженного сечения целика в области середины высоты, рабочая конструкция целика принимает форму песочных часов, а объемное сжатие сконцентрировано в середине целика, за счет чего прочность участка в середине увеличивается по причине сопоставимых горизонтальных напряжений с вертикальными, где участок массива находится в объемном близком к гидростатическому напряженном состоянии.

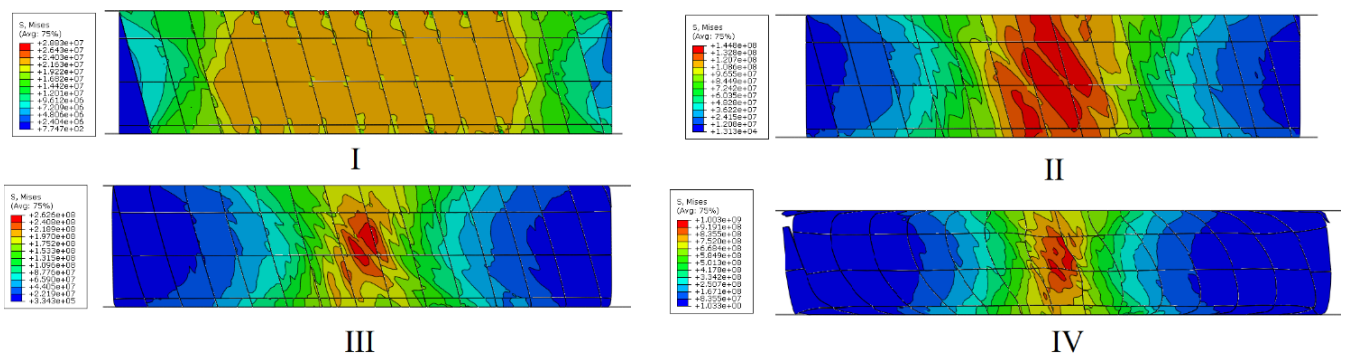


Рисунок 4.1 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 1×4 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

Можно отметить, что при построении модели целика с значительным превышением его ширины относительно высоты в твердых горных породах на до предельной стадии деформирования может быть использован метод механики сплошной среды для вычисления действующих напряжений, так как по результатам численного моделирования и представлении массива дискретной средой практически не возникает разрывов в распределении напряжений и деформаций внутри материала целика (рисунок 4.1, рисунок 4.2), где среда деформируется в

рамках закона Гука. По мере роста напряжений внутри целика начинают возникать пластические деформации, развитие которых приводит к концентрации всех напряжений в более локальной зоне в середине целика. При дальнейшем деформировании целика значительное увеличение напряжений приводит к возникновению разрывов связей между отдельными структурными элементами, расположенными ближе к открытым поверхностям целика (рисунок 4.1, рисунок 4.2 - стадии IV).

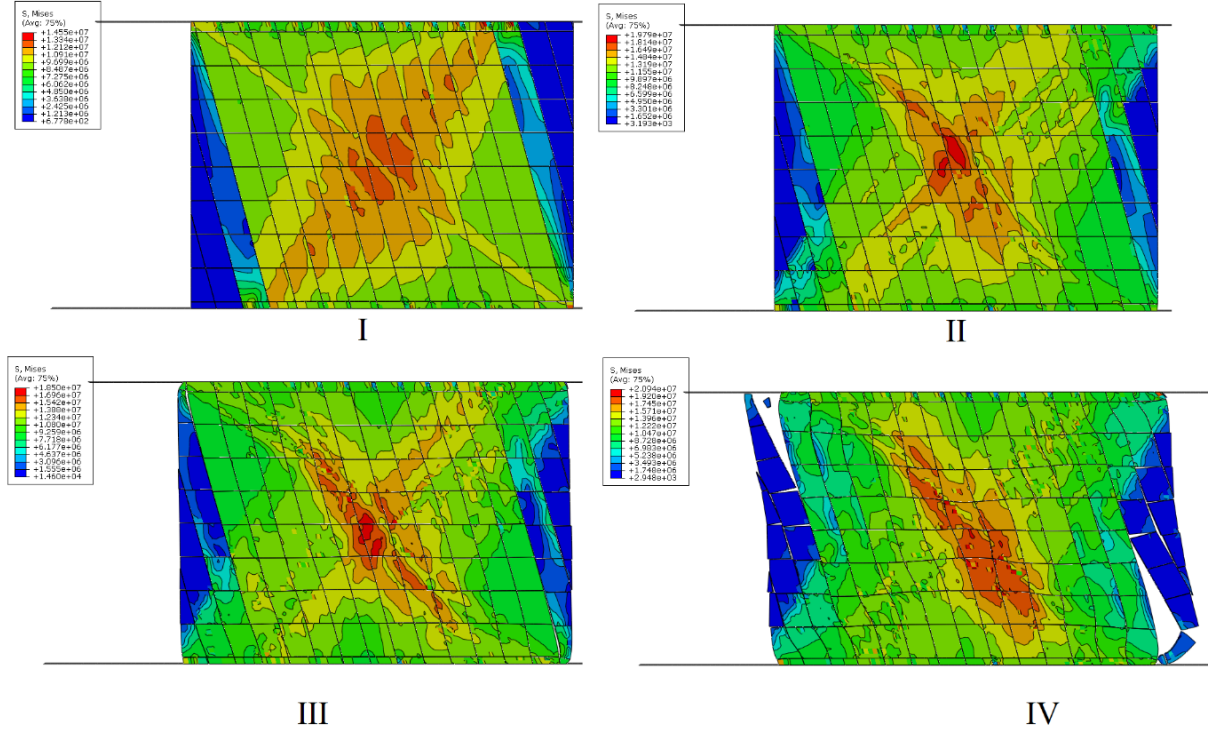


Рисунок 4.2 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 3×4 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

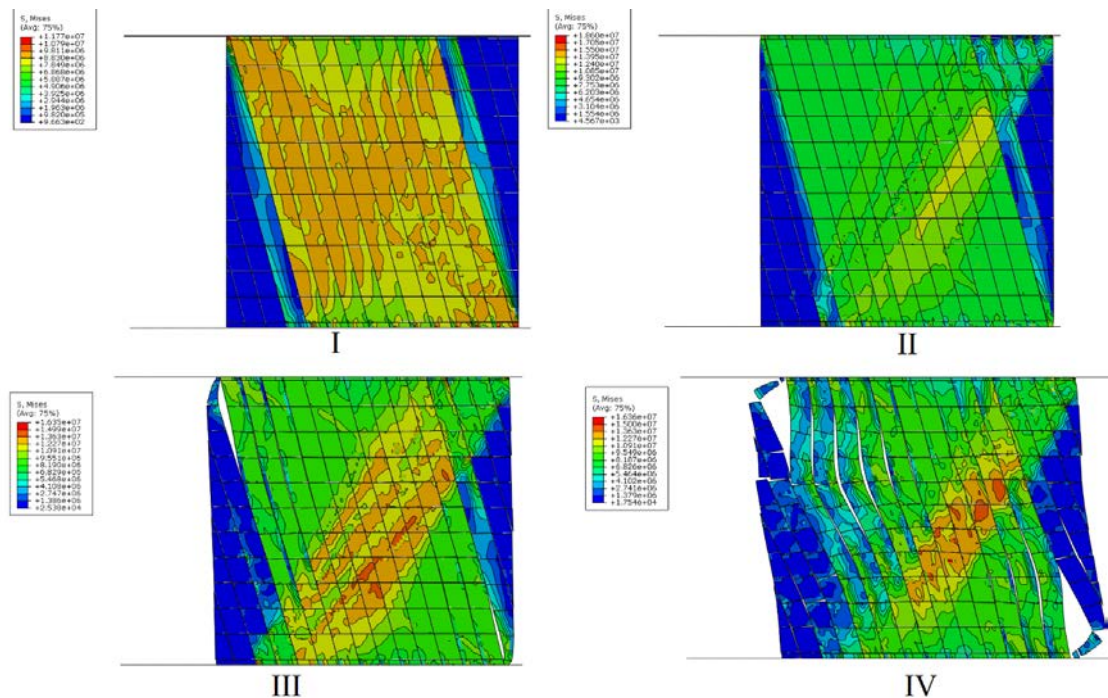


Рисунок 4.3 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 4×4 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

Снижение несущей способности целика в блочном массиве сопровождается развитием и раскрытием трещин на запредельной стадии деформирования, где формируются макроскопические разрывы. Приложение дополнительного бокового давления или сдерживающей силы приводит к увеличению несущей способности блочной среды и сдерживанию процессов развития разрывов по контактам структурных элементов. Сдвиговые деформации в процессе разрушения целика приводят к возникновению в том числе и сквозных зон разрыва. Форма разрушения в виде песочных часов, как при решении в рамках механики сплошной среды, не формируется повсеместно, геометрия целика при его нагружении формируется в соответствии с геометрическим строением блочной структуры массива. А именно в рассматриваемой структуре массива это участок массива в виде параллелограмма, меньшие стороны которого постепенно по мере увеличения ширины целика увеличиваются в размерах (рисунки 4.1- 4.5).

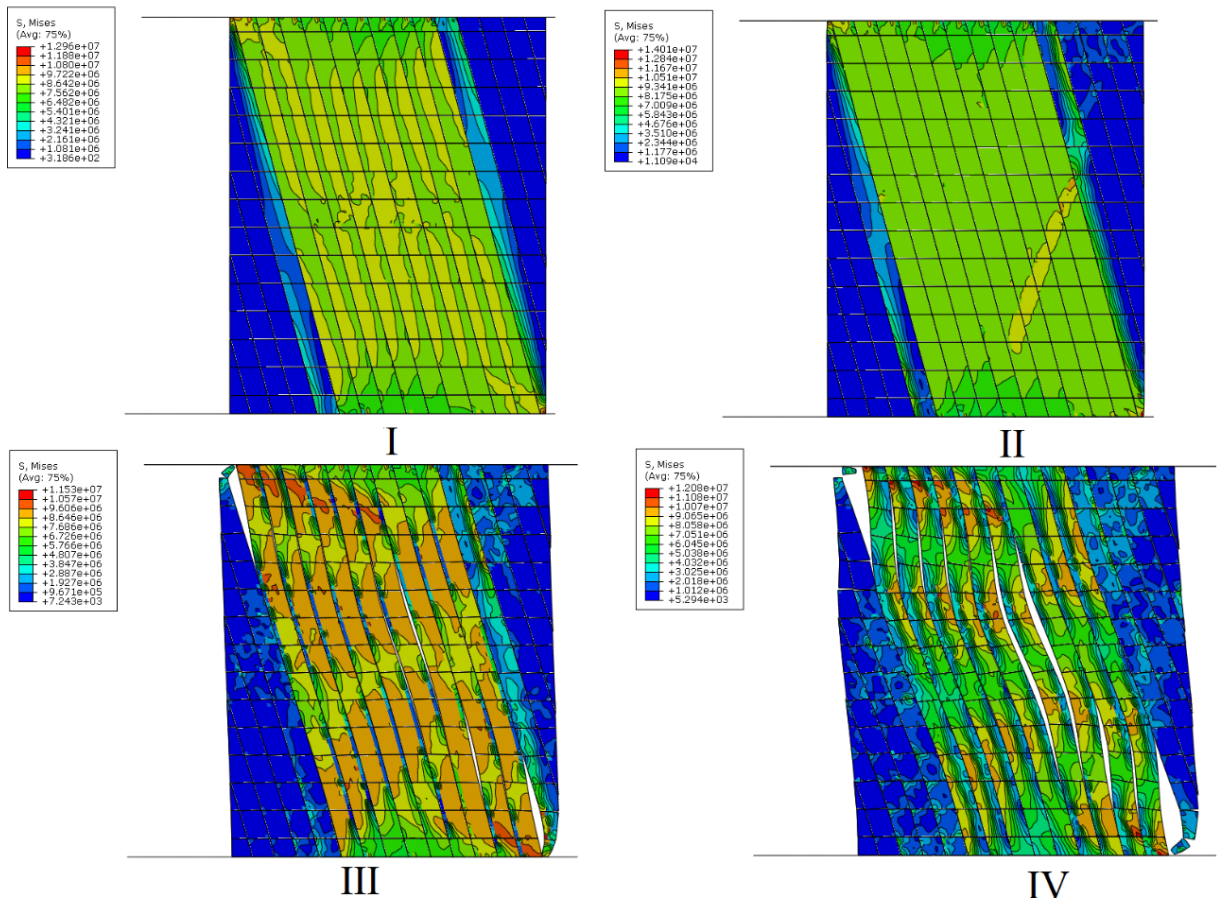


Рисунок 4.4 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 5×4 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

По анализу эпюр напряженно-деформированного состояния (рисунки 4.1- 4.5) можно заключить, что трещины развиваются в одном из наиболее благоприятном направлении, в данных условиях в вертикально-ориентированной плоскости. Далее возникновение трещин приводит к уменьшению пластических деформаций и целик разрушается далее вследствие развития трещин разрыва и сдвига. Нарушение связей между структурными элементами приводит к возникновению дискретной среды, что тем быстрее наступает, чем меньше соотношение ширины к высоте целика. Образование и развитие трещин в блочной среде происходит после реализации возможных пластических деформаций, в момент чего модель упрочняется, что в дальнейшем сопровождается разрушением блочной среды массива.

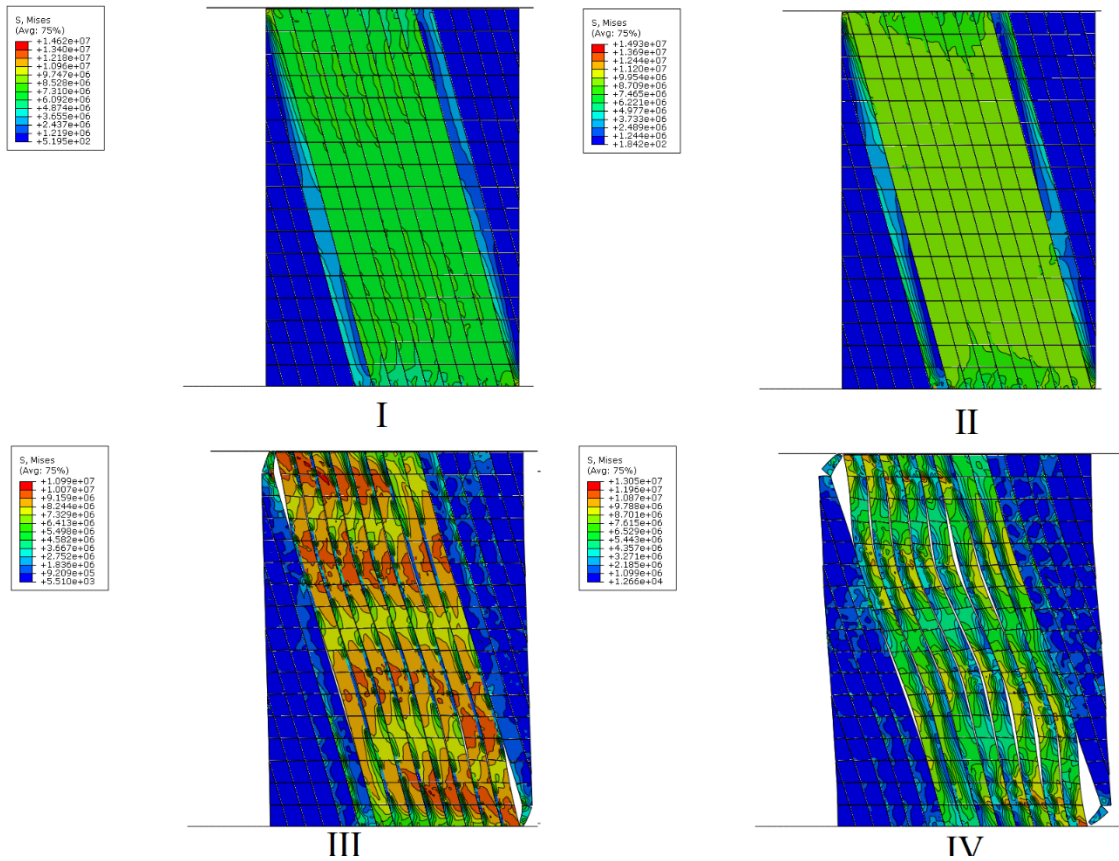


Рисунок 4.5 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 6×4 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

На рисунках (рисунок 4.1-рисунок 4.9) можно проследить тенденцию формирования зоны объемного сжатия – рабочая зона целика формируется вдоль линий падения наклонных трещин – угол подъема зон объемного сжатия определяется строением системы трещиноватости. В блочном массиве контактные условия между блоками при формировании зоны сжатия безусловно имеют значения, но формирование наклонных линий сдвига или линий, формирующих зоны сжатия, происходит по путям наименьшего сопротивления возникновения трещин разрыва, при этом важную роль играют соотношения высоты к ширине, площадь контакта в кровле целика относительно его высоты оказывает влияния на характер формирования и развития зоны сжимающих напряжений.

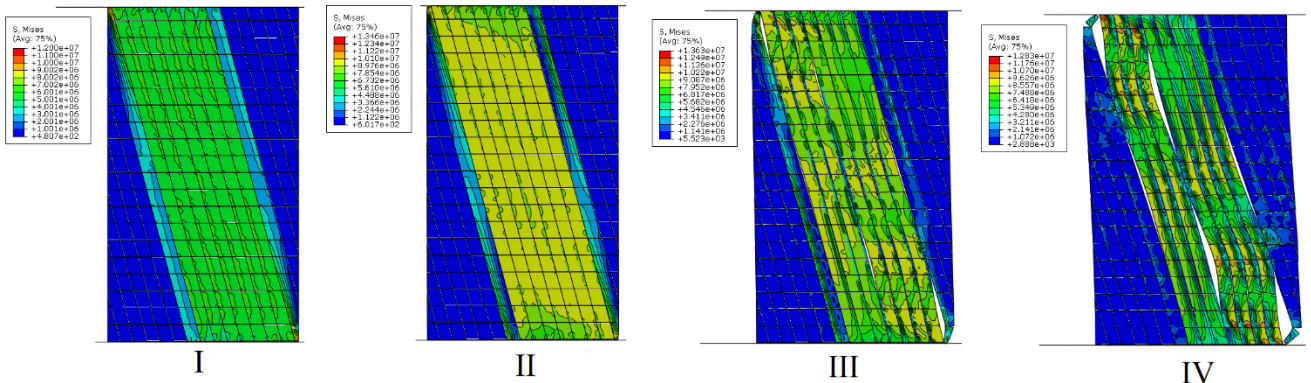


Рисунок 4.6 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 7×4 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

Реализуемый численным способом в диссертации способ виртуального эксперимента над блочным массивом в натуральных условиях реализовать практически не представляется возможным, по крайней мере над габаритами массива более нескольких метров. Принципиально важным при данном подходе (режиме заданных деформаций) является возможность образования зон разупрочнения и разрушения среды. Как можно заметить по результатам исследования в четвертой главе область целика, где возникает зона разупрочнения, зависит от структуры массива и не имеет симметричного характера в данных начальных и граничных условиях.

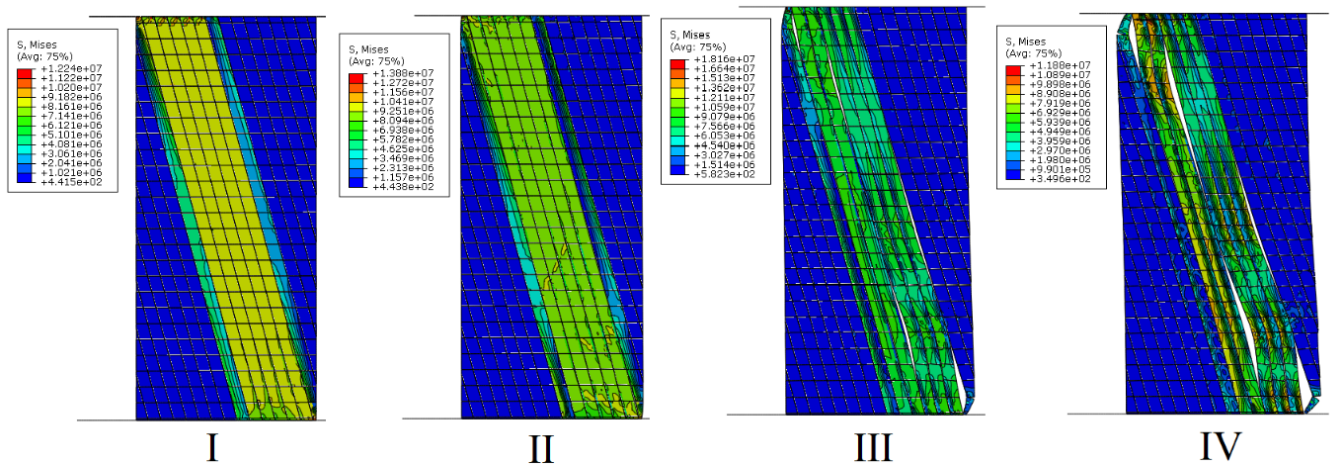


Рисунок 4.7 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 9×4 м по стадиям деформирования *I*, *II*, *III*, *IV*.

Следующим этапом исследований является работа по вычислению изменений несущей способности междукамерного целика в блочном горном массиве при варьировании его ширины при постоянной высоте. Эпюры распределения напряженно деформированного состояния в блочном целике по мере его деформирования для вариантов с размерами сторон изображены на рисунках ниже (рисунок 4.8, рисунок 4.9). Так видно, как происходит увеличение рабочей площади внутри целика, то есть плотность распределения напряжения внутри целика увеличивается по мере увеличения ширины целика при постоянной ширине в рассматриваемых горно-геологических условиях, при этом форма параллелограмма рабочей площади целика является следствием структуры массива, формируемой двумя системами трещин, одна из которых имеет распространение в горизонтальных плоскостях, а другая находится под наклоном.

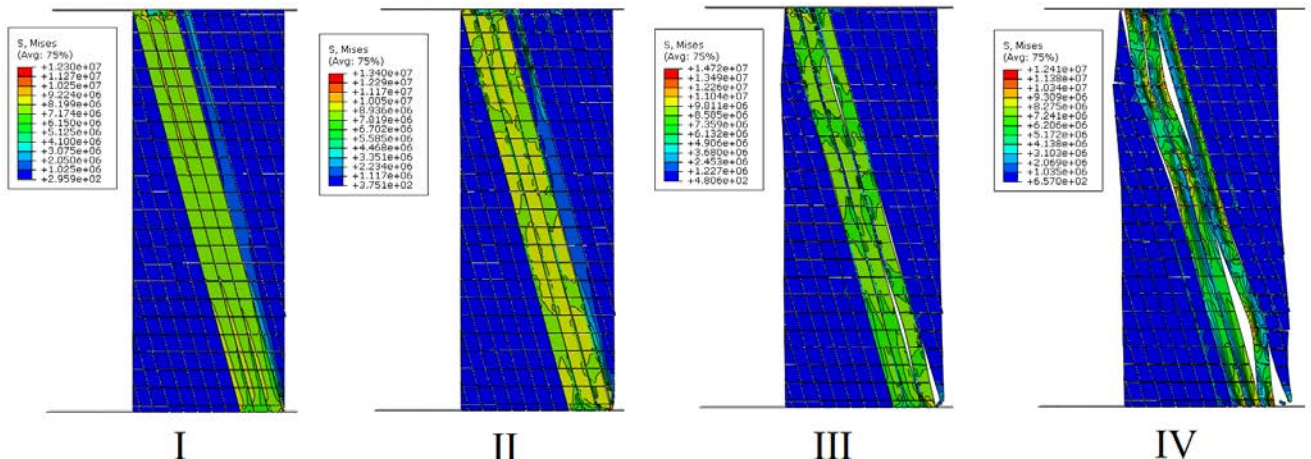


Рисунок 4.8 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 3×8 м по стадиям деформирования *I*, *II*, *III*, *IV*.

При одноосном сжатии по схеме заданной деформации внутри целика структурные блоки находятся в сложном напряженном состоянии. Рост сжимающих напряжений приводит к возрастанию растягивающих напряжений между структурными блоками и является причиной образования трещин разрыва. Растягивающие напряжения действуют перпендикулярно возникающим площадкам сдвига, возникающим параллельно направлению начальной наклонной системе трещиноватости. Подобный механизм хрупкого разрушения с образованием трещин, ориентированных по направлению к максимальной сжимающей нагрузке, часто прослеживается в натуральных наблюдениях.

Разработке методов расчета несущей способности неоднородных целиков посвящены работы, которые носят экспериментальный характер, например, А.К. Черникова [56], где проанализированы и теоретически обобщены закономерности деформирования неоднородных целиков и при этом в качестве основной используется модель жесткопластического тела. Подобное описание поведения блочной среды с помощью жестко пластической модели хорошо коррелирует с полученными результатами в диссертационной работе (рисунок 4.10, рисунок 4.11).

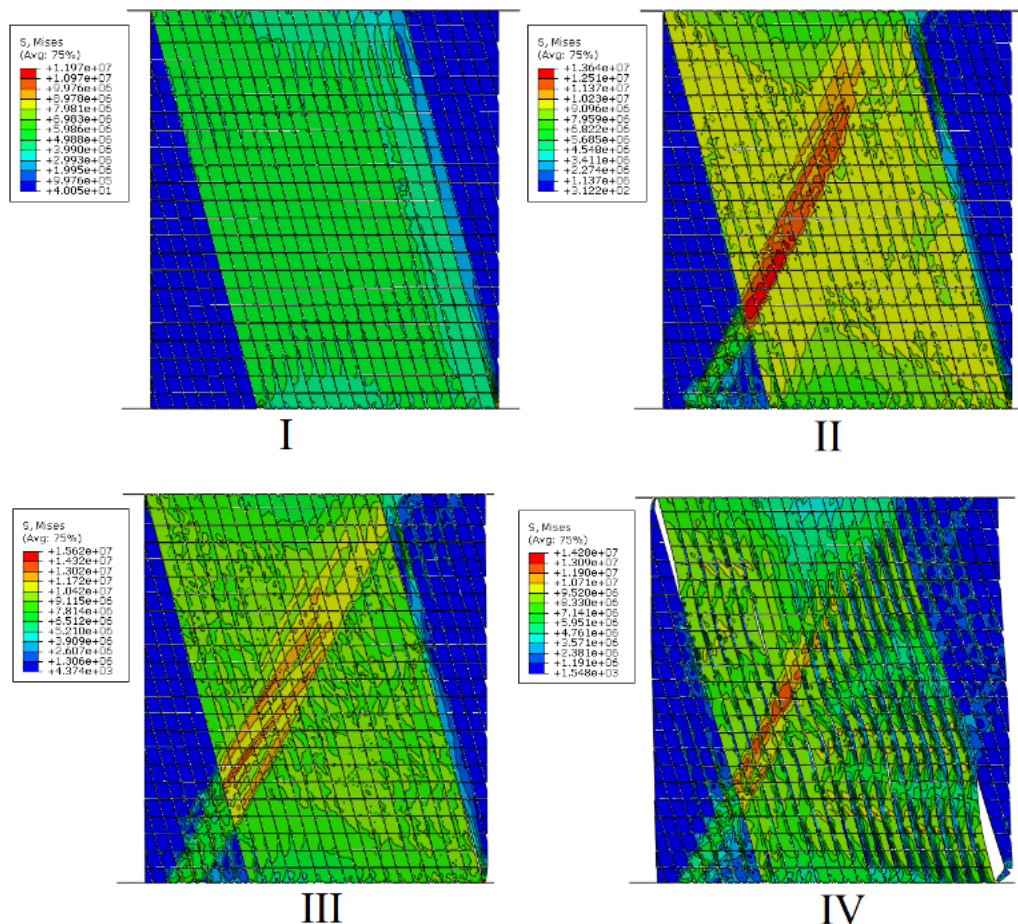


Рисунок 4.9 - Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 7×8 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

Рассмотрим далее графики деформирования описанных выше случаев разрушения целиков при их нагрузке по схеме заданных деформаций. По мере деформирования моделей, чьи соотношения сторон (ширины к высоте) более 1 (рисунки 4.10, 4.11), наблюдаются ярко выраженные упругие стадии деформирования, при этом прочность таким образцов значительно выше, чем у целиков с соотношением сторон менее 1. Значительная разница объясняется

созданием более благоприятных условий работы для системы блоков, как единого целого, так как в случаях, когда высота целика меньше его ширины, реализация сдвигов по контактам и возникновения трещин разрыва с образованием пустот происходит в меньшей степени, а нагруженная часть целика принимает форму песочных часов из-за невозможности образования площадки сдвига в центральном сечении. Упругая стадия деформирования в данных случаях реализуется за счет пластических деформаций структурных элементов и отсутствия возникновения трещин разрыва и сдвига.

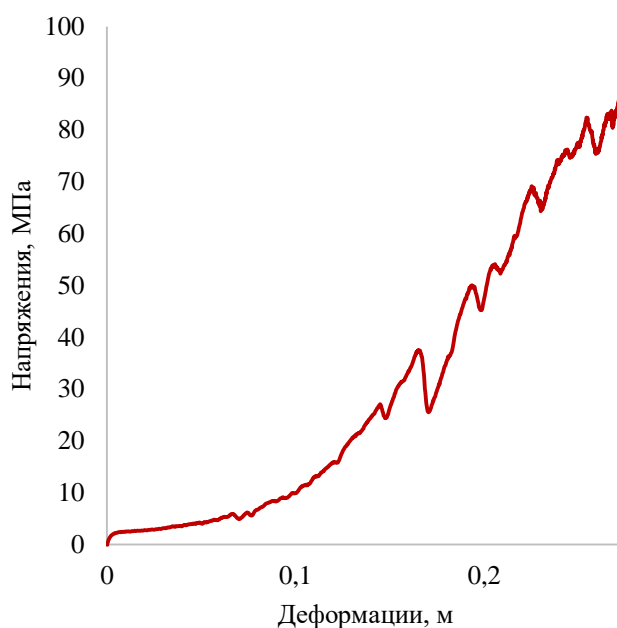


Рисунок 4.10- График деформирования целика при высоте 1 м и ширине 4 м в блочном массиве.

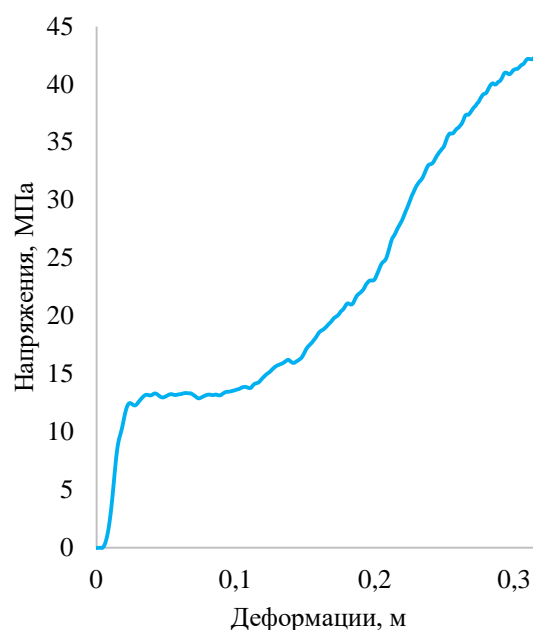


Рисунок 4.11- График деформирования целика при высоте 3 м и ширине 4 м в блочном массиве.

При деформировании целика с равными размерами сторон график деформирования носит промежуточный характер между случаями, когда отношения ширины высоте меньше и больше единицы: наблюдается упругая стадия деформирования с дальнейшей потерей несущей способности без хрупкого разрушения а за счет реализации пластических деформаций (Рисунок 4.12).

Для моделей целиков с соотношением сторон (ширины к высоте) менее 1 характерна жестко-пластическая модель деформирования среды, где накопление напряжений на допредельной стадии происходит практически без деформаций (рисунок 4.12, рисунок 4.13, 4.14). После достижения предельного значения прочности целик начинается разрушаться за счет реализаций процессов сдвигов по поверхностям структурных элементов и разрывов между ними, при чем этот процесс происходит гораздо легче и повсеместно, когда соотношение ширины к высоте целика меньше 1. По мере увеличения высоты целика при постоянной его ширине происходит снижение его несущей способности, из чего можно сделать вывод о значительном влиянии формы целика в блочном массиве на его несущую способность.

Для моделей с выбранной высотой 8 м при количественном варьировании размера ширины целика происходит изменение несущей способности последнего, но качественной

перемены в процессе разрушения не наблюдается. Так же, как и в предыдущем случае четко прослеживается жестко-пластическая модель поведения блочной среды.

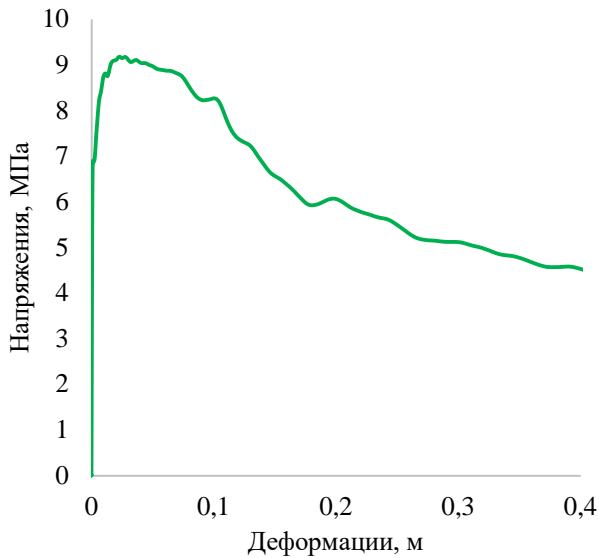


Рисунок 4.12 – График деформирования целика при высоте 4 м и ширине 4 м в блочном массиве.

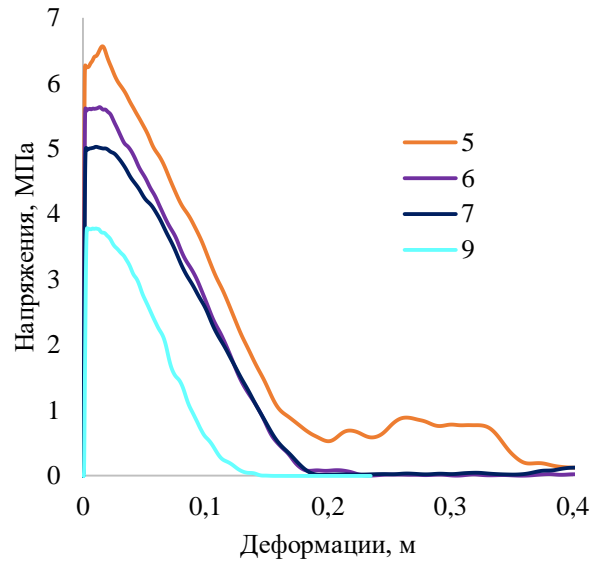


Рисунок 4.13 - График деформирования целика при высотах 5,6,7,9 м и ширине 4 м в блочном массиве.

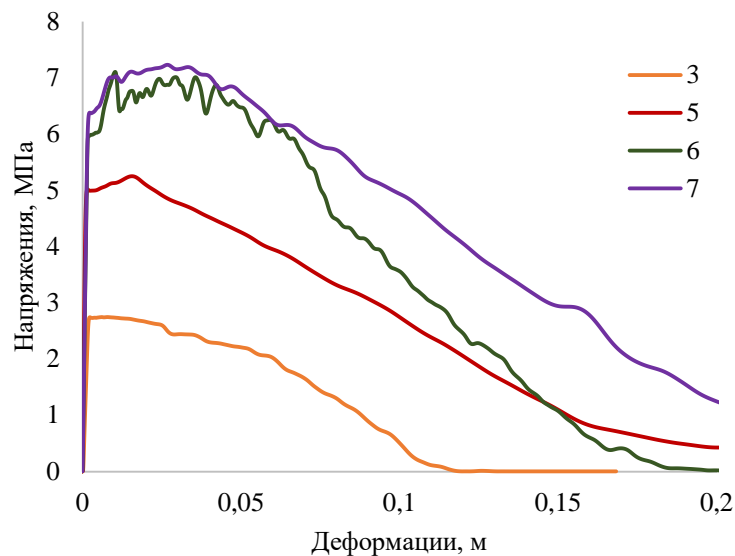


Рисунок 4.14 - График деформирования целика при высоте 8 м и ширине моделей 3, 5, 6, 7 м в блочном массиве.

Дальнейшее развитие деформаций приводит к началу процесса трещинообразования, в результате чего происходит постепенное увеличение коэффициента поперечной деформации, которое характеризуется нарушением прямой пропорциональности зависимости «напряжение-поперечная деформация». Однако с появлением нелинейных деформаций коэффициент связи напряжений и деформаций теряет смысл модуля упругости (должен рассматриваться как модуль деформации, числовое значение которого меньше модуля упругости [2]).

Логично, что при постоянной ширине по мере увеличения высоты целика будет происходить снижение несущей способности целика, но характер изменений не постоянный. Имеет место резкое снижение прочности на одноосное сжатие при увеличении высоты от 3 до

4 м, а на участке от 5 до 10 м (рисунок 4.15) [39,140] происходит постепенное снижение. Такое описание относительно, потому что несущая способность целика при изменении высоты с 3 до 6 м снижается в 6 раз, а при изменении с 6 до 10 м – в 1,68 раз. Зная, что минимальная прочность руд на сжатие составляет порядка 50 МПа, то снижение прочности в массиве происходит практически в 10 раза при ширине целика 4 м и высоте 5 м. С практической точки зрения при проектировании разработки месторождения полезного ископаемого очень важно понимать характер изменения кривой зависимости несущей способности от габаритов целика.

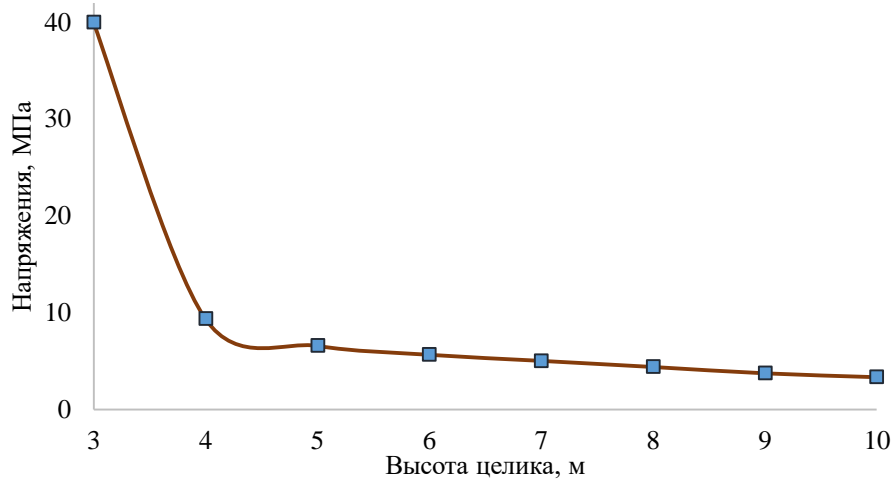


Рисунок 4.15– Диаграмма зависимости прочности на одноосное сжатие целика в трещиноватом горном массиве от его высоты при постоянной ширине системой трещиноватости *b*.

Так же происходит изменение несущей способности целика при постоянной высоте [140], но переменной ширине (рисунок 4.16), но характер кривой отличается от предыдущего графика. Если в предыдущем случае наблюдались резкие изменения, то на рис. 8 они носят практически линейный характер. Объясняется эта разница изменением геометрии трещиноватости, так как во втором случае при увеличении ширины образование площадки сдвига в целике значительно осложняется, что подтверждается количественным сравнением показателей несущей способности целиков [40] (рисунок 4.15, рисунок 4.16).

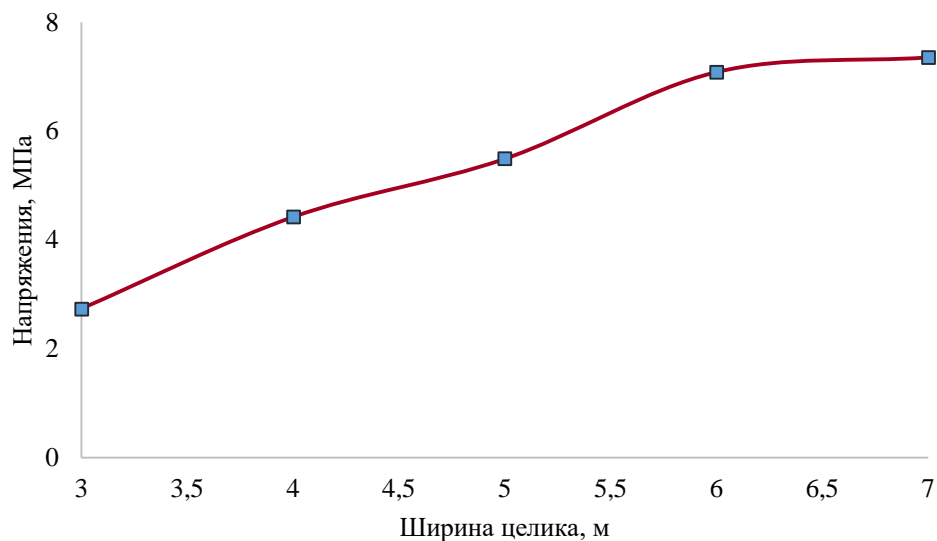


Рисунок 4.16– Диаграмма зависимости прочности на одноосное сжатие целика в трещиноватом горном массиве от его ширины при постоянной высоте 8 м системой трещиноватости *b*.

Отдельного рассмотрения требует изменения модуля деформации целиков в трещиноватом горном массиве, так как характер изменения отличается от прочности при одноосном сжатии. Объясняется это прежде всего различной способностью целиков накапливать напряжения без значительных деформаций – в разных случаях для возникновения поверхности сдвига требуются различные напряжения, так как изменяются протяженность основной системы трещиноватости. Изменения модуля деформации происходят в промежутке по мере увеличения ширины целика (рисунок 4.17) или высоты целика (рисунок 4.18). В первом случае от 2,2 ГПа до 8 ГПа, во втором – от 1,58 до 12,59 ГПа. Таким образом, при большем показателе прочности на сжатие у целика в трещиноватом горном массиве может быть меньший модуль деформации, как, например, для случая с целиком высотой 5 и 10 м (рисунок 4.15) прочность на одноосное сжатие во втором случае меньше практически в два раза, а модуль деформации больше в 4 раза.

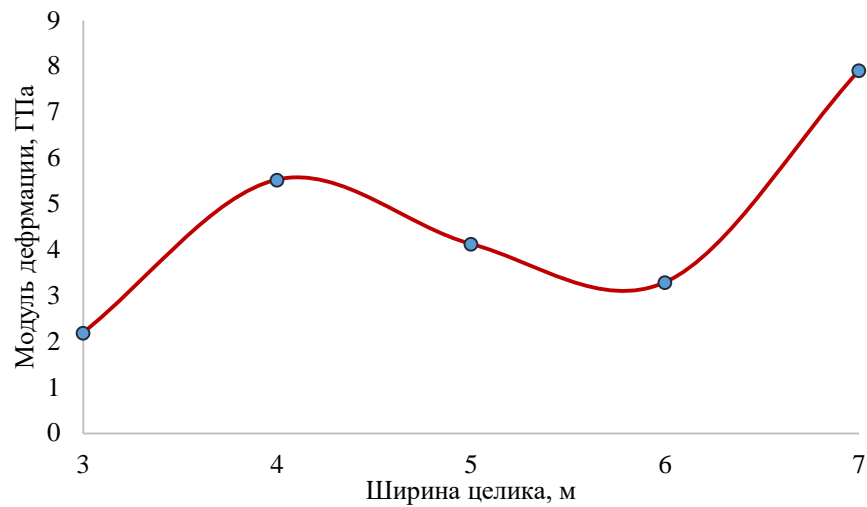


Рисунок 4.17– Диаграмма зависимости модуля деформации при одноосном сжатии целика в трещиноватом горном массиве от его ширины при постоянной высоте системой трещиноватости b [140].

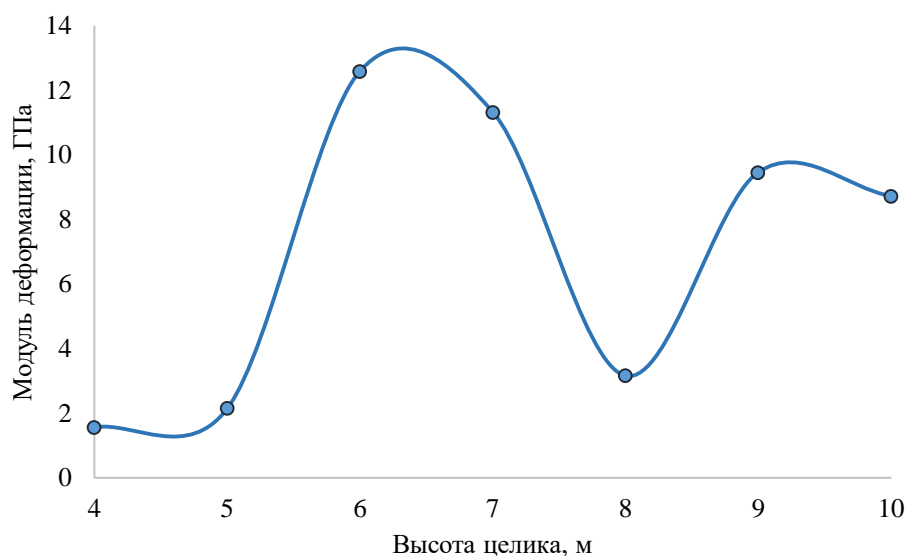


Рисунок 4.18– Диаграмма зависимости модуля деформации при одноосном сжатии целика в трещиноватом горном массиве от его высоты при постоянной ширине системой трещиноватости b [140].

Исходя из утверждения, что рассматриваемый целик является частью горного массива, его представительным объемом, то справедливо отметить, что коэффициент структурного ослабления является величиной переменной и зависящей от ряда факторов, определяющими из которых в данном случае являются следующие геометрические характеристики: форма (соотношение сторон целика) и его строение, выражающееся в виде деления целого на части системой трещиноватости).

Разработанная геомеханическая модель трещиноватого горного массива качественно согласовывается с имеющимися на сегодняшний день теоретическими и практическими подходами, но важнейшим критерием ее адекватности для применения в практических задачах является количественная корреляция получаемых результатов с результатами наблюдений и эмпирическими зависимостями, полученными при разработке месторождений полезных ископаемых и широко применяемых в горной инженерной деятельности. Таковыми эмпирическими зависимостями являются [91,108,120,133,146], сравнение результатов применения которых с данными численных экспериментов для двух вариантов трещиноватости (*a*- при количестве трещин $4 \div 10$ на пог. м., *b*- при количестве трещин до 4 на пог. м.) продемонстрировано на рисунке 4.19. Результаты, полученные в данной работе отображены на рисунке 4.19. Нужно отметить, что при моделировании массива рассматривался как блочная среда и условия принимались наиболее неблагоприятные, за счет чего кривая *a* (рисунок 4.19) находится ниже уровня остальных. Сравнивая все результаты, наблюдается количественная разница применения между применением различных подходов, что объясняется геологической и тектонической уникальностью каждого месторождения, наблюдения за целиками которого производилось, но при этом качественно все результаты сопоставимы и имеет общую тенденцию изменения траектории зависимостей отношения прочности целика к прочности образца и отношения ширины к высоте междукамерного целика.

В работе [121] рассмотрены 178 целиков в скальном массиве и в эмпирической зависимости авторы учли, что для «тонких» целиков с соотношением ширины к высоте меньше единицы разрушение целика начинается при напряжениях, равных $1/3$ прочности на сжатие горной породы. Так же установлено, что все разрушения происходят при соотношении ширины к высоте междукамерного целика менее 2,5 и главным образом разрушение происходит, когда целик принимает форму песочных часов. Но на основании численного моделирования можно сделать вывод, что целик при разрушении не всегда принимает форму песочных часов, а его геометрия зависит от строения самого массива. В целом, по результатам анализа, практическое применение предложенной геомеханической модели блочного массива для прогноза несущей способности целиков возможно, так как кривые зависимостей *a* и *b* (рисунок 4.19) располагается в зоне, где наблюдения подтвердили устойчивость целиков при заданных граничных условиях. Дальнейшие исследования требуют уточнения адекватности работы модели для целиков с соотношением ширины к высоте более 1, но нужно понимать, что каждое месторождение полезных ископаемых обладает уникальными исходными данными для решения задачи и эмпирические зависимости для определения несущей способности целиков будут отличаться, что отмечено на рисунке 4.19.

Далее произведем сравнение применения эмпирической методики вычисления несущей способности междукамерных целиков при разработке месторождений цветных металлов [30]. Из общего вида выражения условия прочности при расчете рудных целиков, исходя из принципа Турнера-Шевякова, можно выразить прочность целика в рудном массиве [30]:

$$\sigma_{\text{сж}} = \lambda \cdot k_{\phi 1} \cdot k_{\phi 2} \cdot k_{\text{д}} \cdot \sigma_{\text{сж}}, \quad (4-1)$$

где λ - коэффициент структурного ослабления, $k_{\phi 1}$ - коэффициент, учитывающий влияние отношения длины к ширине целика; $k_{\phi 2}$ – коэффициент формы, учитывающий влияние отношения ширины к высоте целика; $\sigma_{\text{сж}}$ – прочность на сжатие образца горной породы; $k_{\text{д}}$ - коэффициент, учитывающий влияние времени.

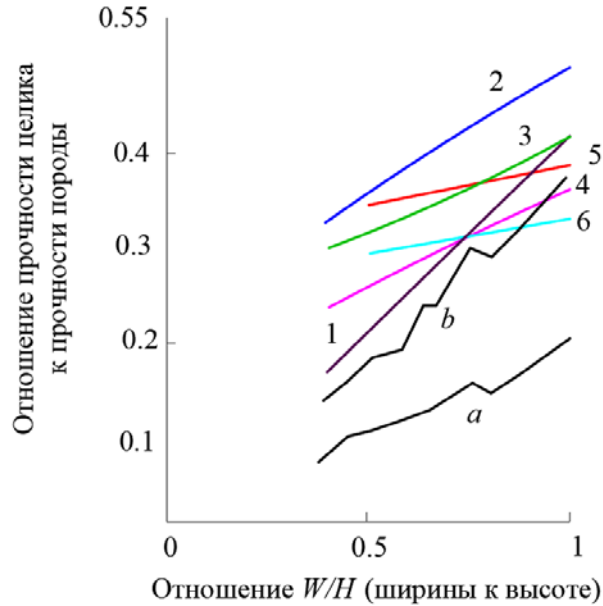


Рисунок 4.19 - Сравнение результатов расчета прочности целиков в блочном массиве с критериями, разработанными и применяемыми в мировой практике на различных горнодобывающих предприятиях (1 – Potvin [133]; 2- Von Kimmelmann; 3- Lunder, Pakalnis [120]; 4- Hedley, Grant [91]; 5- Sjoberg [146]; 6 – Krauland, Soder [108]).

Коэффициент структурного ослабления пород в массиве является, в общем виде, функцией прочности породы в образце, интенсивности трещиноватости (ω), угла между направлением основных трещин и действующей нагрузкой (α_T) и сцепления по трещинам (c_T) [30]:

$$\lambda = f(\sigma_{\text{сж}}, \omega, \alpha_T, c_T). \quad (4-2)$$

Экспериментально величина коэффициента структурного ослабления может быть установлена либо путем наблюдения за состоянием целиков на ранее отработанных участках, либо натурными испытаниями прочностных характеристик. В случаях, когда применение не одного из указанных способов невозможно, в частности случаи, когда рудник только проектируется, коэффициент структурного ослабления в условиях одноосного сжатия может быть определен следующим образом [30]:

$$\sigma_{\text{сж}}^{\text{м}} = \sigma_{\text{сж}} \cdot k \cdot P^2(\delta) f(k_T), \quad (4-3)$$

где k - коэффициент, учитывающий уменьшение сцепления в массиве за счет совокупного влияния трещин (по обработке данных по Талнахскому, Миргалимсайскому и Джекказганскому месторождениям $k = 0,6$).

$$P(\delta) = P_1 \delta_1 + P_2 \delta_2 + P_3 \delta_3 + \dots + P_i \delta_i + \dots + P_n \delta_n,$$

где P_i - частота проявления трещин данной ориентировки; δ_i – мера влияния данной системы трещин. В данном случае принимаем величины коэффициентов структурного ослабления,

используя табличные данные, приведённые в работе [30] в таблице 4.4, где последний определяется в соответствии с углом наклона трещиноватости и частотой трещиноватости. Таким образом, для расчета несущей способности целика из выражения условия прочности при расчете рудных целиков, исходя из принципа Турнера-Шевякова, принимаем для заданных условий следующие показатели коэффициентов структурного ослабления: $\lambda_a = 0,2$, $\lambda_b = 0,4$. Также при анализе физико-механических свойств пород месторождения «Плато Расвумчорр» определялись величины коэффициента структурного ослабления по методике ВНИМИ, где средний размер блоков рассчитывался на основе результатов обработки трещиноватости керна. Результаты расчетов среднего значения коэффициента структурного ослабления с учетом горизонта составляют величину 0.02, что означает значительное снижение прочности массива относительно прочности в образце породы.

На рисунке 4.20 сведены графики зависимостей влияния размера сторон целика в блочном рудном массиве на его несущую способность при двух системах трещиноватости, разница между которыми заключается в частоте распространения трещин в массиве.

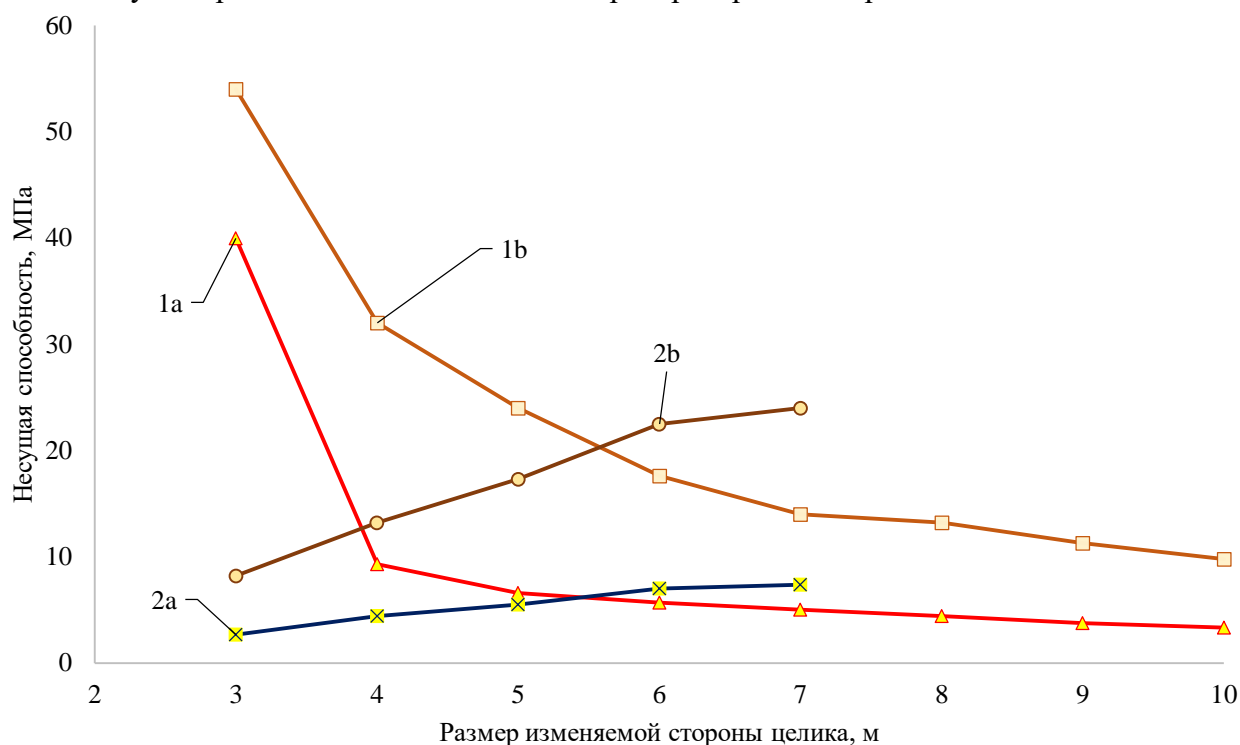


Рисунок 4.20 - Зависимости влияния размера сторон целика в блочном рудном массиве на его несущую способность, где 1 - изменение высоты при постоянной ширине ; 2- изменение ширины при постоянной высоте; а - частота трещиноватости 4÷10 трещин на пог. м.; б - частота трещиноватости - до 4 трещин на пог. м [140].

По данным исследования, обобщённые данные которого сведены на рисунке 4.20, произведено построение зависимости изменения прочности целика от отношения ширины к высоте междукамерного целика для двух случаев: рисунок 4.21 - при частоте трещиноватости 4-10 шт./ пог. м.; рисунок 4.22 - при частоте трещиноватости до 4 шт./ пог. м., и произведено сравнение с данными, полученными при решении задачи расчетным способом. В обоих случаях наблюдается качественно сопоставимая тенденция: при меньших значениях отношения ширины к высоте целика прогнозируемая несущая способность с использованием численного метода моделирования ниже, чем при применении расчетного способа из методических

указаний по установлению размеров камер и целиков при камерных системах разработки руд цветных металлов, а при значении соотношения высоты к ширине целика 0,75 происходит противоположная тенденция. Таким образом, в обоих случаях графики пересекаются между собой, что свидетельствует о наличии условий, когда применение обеих методик не позволяет получать одинаковый результат. Разница в меньшую сторону применения численного метода моделирования при показателе соотношения ширины к высоте целика меньше 0,75 объясняется принятым строением массива (полигональная упорядоченная система трещин), где возникновение площадки сдвига и его реализация происходят достаточно легко при превышении размеров высоты целика его ширины и при разрушении не возникает напряженно-деформированное состояние в виде песочных часов.

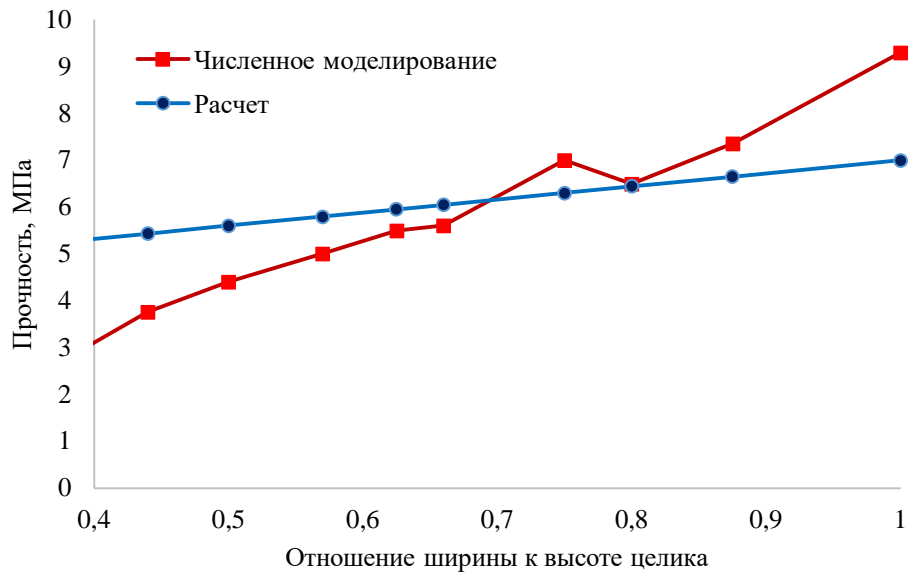


Рисунок 4.21 - Сравнение зависимостей несущей способности целика в блочном рудном массиве, полученных численным моделированием с эмпирической зависимостью при количестве трещин 4÷10 на пог. м.

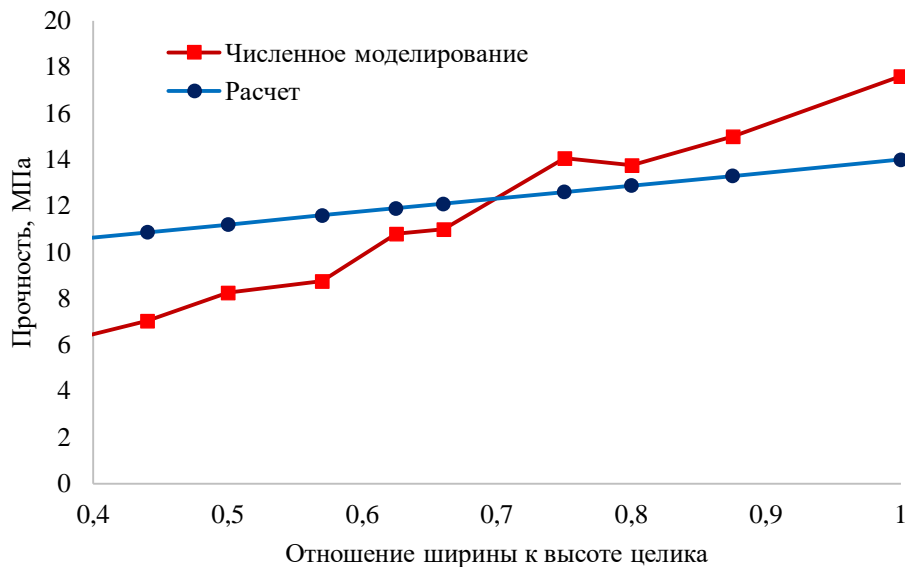


Рисунок 4.22 - Сравнение зависимостей несущей способности целика в блочном рудном массиве, полученных численным моделированием с эмпирической зависимостью при количестве трещин до 4 на пог. м.

Использование коэффициента формы целика (соотношения сторон) не совсем корректно с точки зрения адекватности получения результатов - так как, например, при размерах сторон целика 3 и 6 м соотношение сторон будет 0,5, а в случае с размерами сторон 8 и 16 м - коэффициент формы не меняется, исходя из чего прочность в обоих вариантах получается при использовании эмпирической зависимости одинаковая, что не соответствует результатам проведенных исследований. В соответствии статистической теорией прочности, при увеличении размеров блочного массива происходит увеличение вероятности наличия в нем дефектов более крупных размеров, что приводит к снижению прочности массива. Исходя из вышесказанного - сравнение расчетов прочности целиков по эмпирическим зависимостям неадекватно в случае использования эмпирической зависимости, не учитывающей изменение структуры и трещиноватости массива, масштабного эффекта прочностных свойств. В приведенных зависимостях отсутствует параметр, учитывающий изменение структурного ослабления по мере увеличения размеров целика. Формирование исходной численной модели участка породного массива осуществляется на основании результатов геомеханических и горно-геологических исследований. Взаимосвязь между поверхностями ослабления формируется в явном виде, через контактное взаимодействие. Таким образом, смещения по поверхностям ослабления моделируются, а не рассматриваются через усредненные показатели. Механика дискретных сред в работе используется для описания механического поведения нарушенного породного массива, который разбит некоторым количеством поверхностей ослабления. Сам процесс деформирования не сопровождается формированием новых трещин, а только раскрытием и выходом из зацепления существующих, что справедливо для блочной структуры массива. В рамках механики дискретных сред рассматривается возможность реализации трещин отрыва, трещин сдвига или их комбинации. Формирование и рост поверхностей ослабления (микротрещин) в явном виде позволяет перейти от допредельной стадии деформирования среды к запредельной. При этом закон поведения горной породы или руды может быть произвольным, а взаимосвязь между приращениями напряжений и деформаций может быть задана как функция от напряжений, деформаций или других переменных. Такой подход дает возможность использовать уже существующие модели поведения материала, разработанные в рамках теорий линейной и нелинейной упругости, теории пластического течения и др.

4.4 Обработка и анализ результатов проведения численных экспериментов. Описание механизма разрушения целика

Разрушение целиков в трещиноватом горном массиве происходит тогда, когда накопленные напряжения внутри целика превосходят величину, определяемую с учетом сложности геометрического строения массива и условий взаимодействия по контактам между блоками горной породы. Напряженно-деформированное состояние целиков неоднородно, характеризуется концентрацией напряжений вдоль образующихся площадок сдвига. Характер разрушения целика различен и зависит от условий на контактах взаимодействия «целик-кровля» и «целик-почва». Рассматривая распределение напряжений, возникающих в целиках, стоит отметить, что концентрация напряжений на контуре существенно зависит от поперечных размеров: увеличивается с уменьшением поперечных размеров.

Таким образом нахождение вертикальных напряжений в целике блочного рудного массива как отношения нагрузки к площади поперечного сечения из-за отсутствия равномерно распределения напряжений становится недостаточно корректным. Во-первых, переменная

величина прочности массива выводит на вопрос о том, прочность какого размера массива выбирать для использования в расчетах по эмпирическим зависимостям. После анализа данных результатов проведенных исследований можно сформулировать, что механические характеристики для использования их в расчете с применением эмпирических формул нужно выбирать для репрезентативного элементарного объема блочного массива, но также требуется учет фактора соотношения сторон целика, где зависимость с прочностью не является линейной. Поэтому разработанный подход целесообразно использовать для проведения конкретных расчетов, а полученные зависимости не являются универсальными, применимость их адекватна исключительно для выбранных граничных условий. При изменении последних происходит и вариации полученных механических характеристик. По такой же причине эмпирические формулы вычисления прочности целика не являются универсальными, а каждая из них справедлива исключительно для тех месторождений, по данным наблюдения которого была разработана.

4.5 Рекомендации и предложения по исследованию результатов экспериментов для уточнения теоретических положений

Ограниченность применения разработанных эмпирических зависимостей для проектирования междукамерных целиков не позволяет их использовать в новых сложных горно-геологических условиях. Для решения задач по определению несущей способности междукамерных целиков с учетом структурной нарушенности в трещиноватом горном массиве разработана методика численного моделирования блочного массива для вычисления его механических и деформационных характеристик. Практическая ценность работы заключается в повышении надежности расчета несущей способности междукамерных целиков в блочном рудном или горном массивах за счет комплексного учета строения массива и механических свойств горной породы и ее контактов. Установлена взаимосвязь между прочностными характеристиками блочного рудного массива и рассматриваемым его размером, которая заключается в уменьшении прочности на сжатие с увеличением рассматриваемого массива до момента формирования репрезентативного элементарного объема. Разработана численная модель блочной среды, которые в явном виде позволяют прогнозировать развитие трещиноватости по заранее определенным плоскостям ослабления.

Сложность геологического строения трещиноватого скального массива вынуждает рассматривать не сам массив, а его идеализированное отображение, чем является геомеханическая численная математическая модель. Для построения такой модели схематизируется строение массива, состав, физико-механические-характеристики, условия взаимодействия блоков горной породы. Построение численной модели масштабно-неоднородного массива ведётся в следующей последовательности: выделяется и анализируется по инженерно-геологическим данным структура трещиноватости, отражающая особенности геометрического строения горного массива и определяющая форму блоков; выбираются геометрические формы целиков или массива для моделей и граничные условия задачи; создается на основе предыдущей информации геомеханическая модель, содержащая информацию о прочностных и деформационных характеристиках пород и условий взаимодействия блоков горной породы по контактам; выполняется построение блочных геометрических моделей целиков или массива; выполняется расчет задачи и производится количественная оценка результатов. При этом анализ геометрических параметров рассматриваемого объекта приводит к тому, что граничные поверхности последнего представляют собой многосвязные области.

Для решения поставленной задачи используется математическое моделирование с помощью метода конечных элементов, выполненного в программном комплексе SimuliaAbaqus. Строение массива в численной модели учитывается в явном виде за счет построения объемных геометрических элементов блоков. Метод конечных элементов используется для решения задачи механики деформируемого твердого тела. Для моделирования поведений горной породы используется упруго-пластическая модель Кулона-Мора. Выбор математической модели для исследования поведения трещиноватого горного массива обоснован высокой точностью описания поведения скальной породы и своей распространённостью среди феноменологических теорий прочности скальных пород. При решении задачи исходим из того, что трещиноватый горный массив разрушается вследствие наличия в нем трещин, вдоль которых и происходят основные сдвиговые деформации. Для описания механического поведения по контакту взаимодействия блоков горной породы используется нелинейный критерий прочности по контакту Бартона.

По результатам проведенного исследования закономерным будет заключение о важности учета естественной трещиноватости горного массива при проектировании подземных сооружений, так как именно трещиноватость оказывает значительное влияние на механическое поведение блочной (трещиноватой) среды массива, следствием чего является изменение показателей прочности на сжатие, модуля деформации, характера деформирования в осях напряжения-деформации. Несущая способность целиков исследована через представление изменения их прочности на сжатие в зависимости от соотношения сторон целика (ширина/высота).

По результатам проведенного исследования можно сделать вывод, что прочность массива не является постоянной величиной, а представляет собой функцию от множества переменных факторов.

Междукамерные целики рекомендуется рассчитывать на осевое сжатие с учетом их структурных особенностей строения в каждом отдельном случае или группе случаев с близкими горно-геологическими свойствами. Структурное ослабление массива и целиков в нем в значительной степени определяется пространственным расположением трещин относительно действующей нагрузки, интенсивностью трещиноватости. Для каждого массива, обладающего блочной структурой, характерно изменение механических характеристик, поэтому требуется оценка наиболее опасных углов наклона трещиноватости и благоприятных для разработки практических рекомендаций при проектировании разработки рудных месторождений.

4.6 Выводы по четвертой главе

1. При вычислении прочности междукамерных целиков численная модель позволяет в явном виде определять зоны возникновения площадок сдвига, характер распределения напряжений внутри целика, в модели отображаются деформации каждого компонента системы. Детализированная геомеханическая модель междукамерных целиков позволяет подробно рассматривать его процесс деформирования и формирования предельного состояния для проектирования с повышенными требованиями безопасности в сложных горно-геологических условиях.

2. Выявлены нелинейные закономерности изменения прочности междукамерного целика в блочном горном массиве при вариации соотношения сторон последнего и при этом разрушение блочного массива может быть описано и упруго-пластической, и жесткопластической моделью прочности в зависимости от его строения.

3. Использование разработанной методики прогноза геомеханического состояния блочного массива позволяет вычислять геомеханически безопасные параметры междукамерных целиков, учитывать при проектировании системы разработки рудных месторождений на глобальных моделях механические характеристики репрезентативного элементарного объема блочного горного массива.

4. При проектировании междукамерных целиков требуется учитывать масштабный эффект механических характеристик блочного массива.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполненные в диссертационной работе исследования посвящены разработке методики вычисления механических характеристик блочного горного массива, их анизотропии и масштабного эффекта, несущей способности целиков в блочном рудном массиве с учетом трещиноватости массива. Основные результаты выполненных исследований:

1. Численная геомеханическая модель блочного горного массива, представленного дискретной средой, учитывает контактные условия между блоками, строение блочного массива в явном виде, позволяет моделировать формирование и развитие трещин сдвига и разрыва, получать зависимость напряжений от деформаций блочного массива, деформационная анизотропия учитывается в явном виде в процессе разрушения блочной структуры массива.

2. Выполненные численные эксперименты позволили вычислить механические показатели блочного горного массива, их анизотропию и масштабный эффект. По результатам численных экспериментов возможно выявление закономерностей изменения деформационных характеристик блочного массива в зависимости от достигаемых напряжений.

3. Разработанная численная геомеханическая модель блочного горного массива позволяет производить оценку влияния трещиноватости в блочном горном массиве на его механические характеристики.

4. По результатам численных экспериментов выявлена степень влияния ориентации трещиноватости блочного горного массива на его механические характеристики – при прочих равных граничных условиях вариация может достигать неоднократной разницы, учет чего имеет практическое важное значение для обеспечения безопасных условий эксплуатации подземных сооружений.

5. Выявлены причины возникновения вариации механических характеристик блочного рудного массива при увеличении рассматриваемого его объема, выражающиеся в изменении характера распределения напряжений внутри массива при деформировании, в соответствии с этой причиной формируется масштабный эффект, который может быть выражен через изменение коэффициента структурного ослабления по мере увеличения размеров массива.

6. При вычислении прочности междукамерных целиков численная модель позволяет в явном виде определять зоны возникновения площадок сдвига, характер распределения напряжений внутри целика, в модели отображаются деформации каждого компонента системы. Детализированная геомеханическая модель междукамерных целиков позволяет подробно рассматривать его процесс деформирования и формирования предельного состояния для проектирования с повышенными требованиями безопасности в сложных горно-геологических условиях.

7. Выявлены нелинейные закономерности изменения прочности междукамерного целика в блочном горном массиве при вариации соотношения сторон последнего и при этом разрушение блочного массива может быть описано и упруго-пластической и жесткопластической моделями прочности в зависимости от его строения.

8. Использование разработанной методики прогноза геомеханического состояния блочного массива позволяет вычислять геомеханически безопасные параметры междукамерных целиков, учитывать при проектировании системы разработки рудных месторождений на глобальных моделях механические характеристики репрезентативного элементарного объема блочного горного массива.

9. Прогноз процессов деформирования и разрушения блочного рудного массива необходимо выполнять на основе численной модели, учитывающей форму, расположение блоков и их физико-механические свойства, условия по контактам взаимодействия.

10. Определяющим фактором снижения несущей способности целика в блочном рудном массиве при увеличении его размеров или изменении угла наклона трещиноватости является неоднородность распределения напряжений и деформаций внутри него.

11. Для выбора геомеханически безопасных параметров междукамерных целиков в блочном рудном массиве нужно использовать разработанную методику прогноза их геомеханического состояния, позволяющую учитывать их строение и размеры, анизотропию и масштабный эффект механических характеристик.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев, А.Д. Предельное состояние горных пород / А.Д. Алексеев, Н.В. Недодаев. – Киев: Наук. думка, 1982. – 200 с.
2. Баклашов, И.В. Механические процессы в породных массивах / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1986. – 272 с.
3. Баклашов, И.В. Механика горных пород / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1975. – 272 с.
4. Баклашов, И.В. Геомеханика: учебник для вузов. В 2 т. / И.В. Баклашов // Том 1. – М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2004. – 208 с.
5. Баклашов, И.В. Геомеханика: учебник для вузов. В 2 т. / И.В. Баклашов // Том 2. – М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2004. – 249 с.
6. Бениявски, З. Управление горным давлением / З. Бениявски. – М.: Мир, 1990. 254 с.
7. Берон А.И. Свойства горных пород при разных видах и режимах нагружения / А.И. Берон, Е.С. Ватолин, М.И. Койфман и др. – М.: Недра, 1984. – 276 с.
8. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений/ Н.С. Булычев. – М.: Недра, 1994. 382 с.
9. Варга, А.А. Инженерно-тектонический анализ скальных массивов / А.А. Варга. – М.: Недра, 1988. – 216 с.
10. Вербило, П.Э. Моделирование трещиноватого горного массива // Физическое и математическое моделирование процессов в геосредах; Ноябрь 11–13, 2015, Москва: Тезисы докладов, Москва, 2015 г., с. 46-49.
11. Вербило, П.Э. Численное моделирование блочного горного массива при различных схемах нагрузки // Научный журнал «Процессы в геосредах», 2015 г., № 4(4), с. 5-11.
12. Вербило, П.Э. Моделирование трещиноватого горного массива. Проблемы недропользования: Сборник научных трудов. Часть II / Санкт-Петербургский горный университет. СПб, 2016 г., с. 200.
13. Вербило, П.Э. Численное моделирование блочного рудного массива / Проблемы недропользования: Сборник научных трудов. Часть I / Санкт-Петербургский горный университет. СПб, 2018 г., с. 96-98.
14. Витке, В. Механика скальных пород / В. Витке. – М.: Недра, 1990. – 439 с.
15. Власов, А.Н. Определение эффективных деформационных характеристик слоистых и трещиноватых скальных пород. Дис. На соискание ученой степени к.т.н., МИСИ, 1990.
16. Гудман, Р. Механика скальных пород / Р.Е. Гудман. – М.: Стройиздат, 1987. 232 с.
17. Джегер, Ч. Механика горных пород и инженерные сооружения / Ч. Джегер. – М.: Мир, 1975. – 256 с.
18. Зерцалов, М.Г. Механика грунтов (введение в механику скальных грунтов) / М.Г. Зерцалов. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 364 с.
19. Ильштейн, А.М. Методы расчета целиков и потолочин камер рудных месторождений / Ильштейн, А.М., Ю.М. Либерман, Е.А. Мельников, В. Рахимов, В.М. Рыжиик // Наука, М. 1964 г. – 139 с.
20. Ким Д.Н. Влияние структуры на сдвиговую прочность массива и определение расчетных механических характеристик. // ТрудыВНИМИ, № 72, Л.: 1969, с. 568-585.

21. Койфман М.И. Главный масштабный эффект в горных породах и углях // Проблемы механизации горных работ.– М.: Изд-во АН СССР, 1963.– С. 39-56.
22. Коршунов, В.А. Разработка метода определения показателей прочности идеформируемости трещиноватых горных пород применительно к расчетам проявлений горного давления на больших глубинах, дис. на соискание ученой степени к.т.н., ВНИМИ, 1990.
23. Кузнецов, Г.Н. Изучение проявлений горного давления на моделях / Г.Н. Кузнецов, М.Н. Будько, А.А. Филиппова, М.Ф. Шклярский. – М.: Углетехиздат, 1959. – 283 с.
24. Кузнецов, Г.Н. Моделирование проявлений горного давления / Г.Н. Кузнецов, М.Н. Будько, Ю.И. Васильев, М.Ф. Шклярский, Г.Г. Юревич, Л., Недра, 1968. – 280 с.
25. Кузнецов, Г.Н. Методы и средства решения задач горной геомеханики / Г.Н. Кузнецов, К.А. Ардашев, Н.А. Филатов и др.– М.: Недра, 1987. – 248 с.
26. Лехницкий, С.Г. Теория упругости анизотропного тела / С.Г. Лехницкий. – М.: Наука, 1977. – 416 с.
27. Марков, Г.А. Тектонические напряжения и горное давление в рудниках Хибинского массива. Л.: Наука, 1977. – 231 с.
28. Мерзляков, В.П. Влияние полигональных систем трещин на деформационные характеристики скальных пород / В.П. Мерзляков, А.Н. Власов. – Основания, фундаменты и механика грунтов. № 3, 1993.
29. Мерзляков, В.П. Особенности анизотропии трещиноватых скальных пород. – Основания, фундаменты и механика грунтов. № 3, 1984.
30. Методические указания по установлению размеров камер и целиков при камерных системах разработки руд цветных металлов / Г.Т. Нестеренко, Б.С. Скособцев, В.Д. Палий и др. – Л.: ВНИМИ, 1972 г.
31. Мирзаев, Г.Г. Крепь горных выработок глубоких рудников / Г.Г. Мирзаев, А.Г. Протосеня, Ю.Н. Огородников, В.И. Вхарев. - М.: Недра, 1984. – 252 с.
32. Мюллер, Л. Инженерная геология. Механика скальных массивов / Мюллер Л. – М.: Мир, 1971. – 255 с.
33. Немец А.И., Монахов В.Н. Методика определения запредельных характеристик пород в массиве. //Шахт. стр-во, 1982, № 9, с.18-20.
34. Онохин, Ф.М. Особенности структуры Хибинского массива и апатито-нефелиновых месторождений. Л.: Наука, 1975. - 106 с.
35. Певзнер, М.Е. Геомеханика / М.Е. Певзнер, М.А. Иофис, В.Н. Попов. – М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2008. – 438 с.
36. Протосеня, А.Г. Определение масштабного эффекта прочностных свойств трещиноватого горного массива / А. Г. Протосеня, П.Э. Вербило // Известия тульского государственного университета, Тула, 2016 г., № 1, с. 167-177.
37. Протосеня, А.Г. Оценка прочности блочного горного массива методом численного моделирования / А. Г. Протосеня, П.Э. Вербило // Известия высших учебных заведений. «Горный журнал», 2016 г., № 1, с. 47-55.
38. Протосеня, А.Г. Изучение прочности на сжатие трещиноватого горного массива / А. Г. Протосеня, П.Э. Вербило // Записки горного института, СПб, 2017 г., № 223, с. 51-58.
39. Протосеня, А.Г. Расчет несущей способности и изучение анизотропии прочностных характеристик междукамерных целиков в блочном горном массиве / А. Г. Протосеня, П.Э. Вербило // Сборник трудов (VIII Международная научно-практическая конференция

«Инновационные направления в проектировании горнодобывающих предприятий: Геомеханическое обеспечение проектирования и сопровождения горных работ»), СПб, 2017 г., с. 219-225.

40. Протосеня, А.Г. Прочность целиков в блочном горном массиве / А. Г. Протосеня, П.Э. Вербило // Современные проблемы геомеханики при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов: международная научно-практическая конференция, посвященная 70-летию кафедры «Строительство горных предприятий и подземных сооружений» 8-9 ноября 2017 г., СПб, 2017 г., с. 44-45.

41. Рац, М.В. Трещиноватость и свойства трещиноватых горных пород / М.В. Рац, С.Н. Чернышев. – М.: Недра, 1970. – 164 с.

42. Рекомендации по расчету смещений контура и нагрузок на крепь горных выработок по экспериментальным показателям деформирования пород за пределом прочности. - Л.: ВНИМИ, 1982, – 36 с.

43. Руппенейт, К.В. Деформируемость массивов трещиноватых горных пород. К.В. Руппенейт. – М.: «Недра», 1975. – 223 с.

44. Савич, А.И. Комплексные инженерно-геофизические исследования при строительстве гидротехнических сооружений / А.И. Савич, Б.Д. Куянджич, В.И. Коптев и др. – М.: Недра, 1990. – 462 с.

45. СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97 (с Изменением N 1).

46. СП 91.13330.2012 Подземные горные выработки. Актуализированная редакция СНиП II-94-80.

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

48. Ставрогин, А.Н. Пластичность горных пород / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – М.: Недра, 1979. –301 с.

49. Ставрогин, А.Н. Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня/ – М.: Недра, 1985. –271 с.

50. Ставрогин, А.Н. Экспериментальная физика и механика горных пород / А.Н. Ставрогин, Б.Г. Тарасов. – СПб.: Наука, 2001. –343 с.

51. Турчанинов, И.А. Атлас физических свойств минералов и пород Хибинских месторождений / И.А. Турчанинов, М.П. Воларович, А.Т. Бондаренко и др. - Л.: Наука, 1975. – 71 с.

52. Турчанинов, И.А. Основы механики горных пород / И.А. Турчанинов, М.А. Иофис, Э.В. Каспарьян. – Ленинград: Недра, 1989. –488 с.

53. Трушко В.Л. Инструкция по креплению полевых горизонтальных и наклонных выработок шахт Североуральского бокситовогобассейна / В.Л. Трушко, О.В. Тимофеев, В.И. Очкуров // - СПб: СПГГИ, 1996. – 57 с.

54. Ухов, С.Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. –Москва: Энергия, 1975. – 263 с.

55. Фисенко Г.Л. Прочностные характеристики массива горных пород. В сб. "Механика горных пород и маркшейдерское дело, Углетехиздат, М., 1959, с. 91-100.

56. Черников, А.К. Разработка методов расчета неоднородных целиков с учетом их взаимодействия с вмещающими породами. Автореф. Дис. На соискание ученой степени д-ра техн. Наук.- Л.: ЛГИ, 1987.

57. Чернышев, С.Н. Трещиноватость горных пород и ее влияние на устойчивость откосов / С.Н. Чернышев. – М.: Недра, 1984. –111 с.
58. Чернышев, С.Н. Трещины горных пород / С.Н. Чернышев. – М.: Наука, 1983. – 240 с.
59. Шашенко, А.Н. Масштабный эффект в горных породах / А.Н. Шашенко, Е.А. Сдвижкова, С.В. Кужель. – Донецк.: Норд-Пресс, 2004. – 126 с.
60. Шашенко, А.Н. Деформируемость и прочность массивов горных пород / А.Н. Шашенко, Е.А. Сдвижкова, С.Н. Гапеев. – Д.: Национальный горный университет, 2008. – 224 с.
61. Alejano, R. Rock engineering and rock mechanics: structures in and on rock masses/ R. Alejano, ÁureaPerucho, Claudio Olalla, Rafael Jiménez. – CRC Press, 2014. –372 p.
62. Amadei, B. A 3-D constitutive relation for fractured rock masses / B. Amadei, R.E. Goodman // In: ProcIntSympMechBehav Structured Media, Ottawa, Selvadurai APS, ed. B. 1981. P. 249-268.
63. Barton, Nick. Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock / Nick Barton, S. Bandis // 23rd U.S. symp. On rock mechanics. Berkeley. 1982. P. 739-760.
64. Barton, Nick. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints / Nick Barton, S. Bandis, K. Bakhtar // Int j Rock Mech Min Sci and GeomechAbstr. 1985. Volume 22(3). P. 121-140.
65. Barton, Nick. Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions / Nick Barton // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2013. Volume 5(4). P. 249-261.
66. Barton, Nick. The shear strength of rock joints in theory and practice / Nick Barton, V. Choubey // Rock Mechanics. 1977. Volume 10. P. 1-54.
67. Bidgoli, Majid Noorian. Numerical evaluation of strength and deformability of fractured rocks / Majid NoorianBidgoli, Zhihong Zhao, Lanru Jing // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2013. Volume 5(6). P. 419-430.
68. Bieniawski, Z.T. Determining rock mass deformability: Experience from case histories / Z.T. Bieniawski // Int J Rock Mech Min SciGeomechAbstr. 1978. Volume 15. P. 237-247.
69. Bieniawski Z. T. The effect of specimen size on compressive strength of coal. Int. J. Rock Mech. Sci. Volume 5, 1968. P. 325-335.
70. Bieniawski, Z.T. Engineering rock mass classifications / Z.T. Bieniawski.– John Wiley and sons, 1989. –252 p.
71. Bieniawski, Z.T. Engineering classification of jointed rock masses / Z.T. Bieniawski // Trans. S. African Instn. Civ. Engrs. 1973. Volume 15(12). P. 335 - 344.
72. Bieniawski, Z.T. Rock mechanics design in mining and tunneling/ Z.T. Bieniawski. – A. A. Balkema Publishers, 1984. –280 p.
73. Bieniawski, Z.T. The significance of in situ tests on large rock specimens / Z.T. Bieniawski, W.L. Van Heerden // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Volume 12, Issue 4, 1975, P. 101-113.
74. Barton, N. Engineering classification of rock masses for the design of rock support / N. Barton, R. Lien, K. Lunde //Rock Mechanics. 1974. Volume 6. P. 189-236.
75. Barton, N. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design // Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 2002. Volume 39. P. 185-216.

76. Brady, B.H.G. Rock mechanics for underground mining, third edition/ B.H.G. Brady, E.T. Brown. – Kluwer academic publishers, 2005. –645 p.
77. Cai, M. Back-analysis of rock mass strength parameters using AE monitoring data / M. Cai, H. Morioka, P.K. Kaiser, Y. Tasaka, H. Kurose, M. Minamim T. Maejima // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2007. Volume 44(4). P. 538-549.
78. Cottiss G.I.A rock classification system applied in civil engineering (part 1)/ Cottiss G.I., Dowel R.W. and Franklin J.A. // *Civil Engn. and Public Works Review*, 1971.P. 611-614.
79. Cottiss G.I.A rock classification system applied in civil engineering (part 2)/ Cottiss G.I., Dowel R.W. and Franklin J.A. // *Civil Engn. and Public Works Review*, 1971.P. 736-743.
80. Deere D.U., Peck R.B., Monsees J.E. and Schmidt B. (1969): Design of tunnel liners and support system. Office of high speed ground transportation, U.S. Department of transportation. PB 183799.
81. Deere, D.U. The rock quality designation (RQD) Index in practice / D.U. Deere, D.W. Deere // *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*, ASTM STP 984, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 91-101.
82. Deere, D.U. Technical description of rock cores for engineering purposes / D.U. Deere// *Felsmechanik un Ingenieurgeologie*. 1963. Volume 1(1). P. 16-22.
83. Edelbro, Catrin. Strength, fallouts and numerical modelling of jar rock masses. Doctoral thesis, Lulea University of Technology, 2008.
84. Elmo, Davide. An integrated numerical modelling–discrete fracture network approach applied to the characterisation of rock mass strength of naturally fractured pillars / Davide Elmo, Doug Stead // *Rock Mech Rock Eng*. 2010. Volume 43(3). P. 3-19.
85. Esmaili, Kamran. Estimating geometrical and mechanical REV based on synthetic rock mass models at Brunswick Mine / Kamran Esmaili, John Hadjigeorgiou, Martin Grenon // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.2010. Volume 47(6). P. 915-926.
86. Esterhuizen GS. Evaluation of the strength of slender pillars // *Trans Soc Min Explor Geol*. 2006. Volume 320. P. 69–76.
87. Farahmand, K. Investigating the scale-dependency of the geometrical and mechanical properties of a moderately jointed rock using a synthetic rock mass (SRM) approach / K. Farahmand, I. Vazaios, M.S. Diederichs, N. Vlachopoulos // *Computers and Geotechnics*. 2017.
88. Goodman, Richard E. Introduction to Rock Mechanics second edition / Richard E. Goodman. – Wiley, 1989. –576 p.
89. Goodman, Richard E. Block theory and its application to rock engineering / Richard E. Goodman. – Prentice Hall, 1985. –352 p.
90. Goodman, Richard E. Methods of geological engineering in discontinuous rocks / Richard E. Goodman. – West publishing co., 1976. –484 p.
91. Hedley, D. Stope-and-pillar design for the Elliot Lake Uranium Mines /Hedley D., Grant F. // *Bull Can Inst Min Metall*.1972. Volume 65. P. 37-44.
92. Heuze, Francois E. Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability / Francois E. Heuze // *Rock mechanics*. 1980. Volume 12. P. 167-192.
93. Hoek, E. Empirical estimation of rock mass modulus / E. Hoek, M.S. Diederichs // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2006. Volume 43. P. 203-215.
94. Hoek, E. The Hoek-Brown failure criterion – a 1988update / E. Hoek, E.T. Brown // In: *Proc. 15th Can. Rock Mech*. 1988. Symp. University of Toronto. P. 31-38.

95. Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. Hoek-Brown failure criterion– 2002 edition. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002, July 7-10, University of Toronto. P. 267-271.
96. Hoek E. Underground Excavations in Rock / E. Hoek, E.T. Brown. – Spon (Chapman & Hall), 1982. – 528 p.
97. Hudson, J. A. Engineering rock mechanics: an introduction to the principles/ J. A. Hudson, J. P. Harrison.– Pergamon, 1997. –444 p.
98. Hudson, J. A. Engineering rock mechanics Part II/ J. A. Hudson, J. P. Harrison. – Pergamon, 2000. –530 p.
99. Hudson, J. A. Rock engineering risk / J. A. Hudson, Xia-Ting Feng. – CRC Press, 2015. –596 p.
100. Hustrulid, W. A review of coal pillar strength formulae // Rock Mechanics. 1976. Volume 8.P. 115-145.
101. Jaeger, J.C. Fundamentals of rock mechanics / J.C. Jaeger, N. G. Cook, R.W. Zimmerman. – Blackwell, 2007. –489 p.
102. International Society for Rock Mechanics (ISRM) working groups (1981): Rock characterization, testing and monitoring. Brown E.T., editor, Pergamon Press, New York, 211 p.
103. Jahns H. Measuring the strength of rock in situ at an increasing scale Proc. 1st ISRM Congress, Lisbon Volume 1, 1966. P.477-482.
104. Jian Ping, Yang. Numerical determination of strength and deformability of fractured rock mass by FEM modeling /Yang JianPing, Chen WeiZhong, Yang DianSen, Yuan JingQiang // Computers and Geotechnics. 2015. Volume 64. P. 20-31.
105. Jing, L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering / L. Jing // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2003. Volume 40. P. 283-353.
106. Khani, A. Numerical investigation of the effect of fracture intensity on deformability and REV of fractured rock masses / A. Khani, A. Baghbanan, H. Hashemolhosseini // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2013. Volume 63. P. 104-112.
107. 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 and Mining Sciences. 2013. Volume 60. P. 345-352.
108. Kimmelman, MR. The use of computer applications atBCL Limited in planning pillar extraction and design of mining layouts /Kimmelman MR, Hyde B.,Madgwick R.J. // Proceedings of ISRM symposium: design and performance of undergroundexcavations, London. 1984. P. 53-63.
109. Krauland, N. Determining pillar strength from pillar failure observations / Krauland N., Soder, P.E.// Eng Min J. 1987. Volume 8. P. 34-40.
110. 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. Volume 31. P. 364–374.
111. Lama, R.D. Handbook on mechanical properties of rocks (Testing techniques and results) Volume II/ R.D. Lama, V.S Vutukuri. – Trans tech publications, 1974. –481 p.
112. Lama, R.D. Handbook on mechanical properties of rocks (Testing techniques and results) Volume III/ R.D. Lama, V.S Vutukuri. – Trans tech publications, 1974. –406 p.
113. Lama, R.D. Handbook on mechanical properties of rocks. Volume IV/ R.D. Lama, V.S Vutukuri. – Trans tech publications, 1974. –515 p.

114. Laubscher, D. H. Design aspects and effectiveness of support systems in different mining conditions // *T. I. Min. Metall. A.* 1984. Volume 93. P. A70-A81.
115. Lauffer H. Classification for tunnel construction (in German) / H. Lauffer // *Beologie und Bauwesen.* 1958. Volume 24(1). P. 46-51.
116. Lunder, P.J. Determining the strength of hard rock mine pillars / P.J. Launder, R. Pakalnis // *Bull. Can. Inst. Min. Metall.* 1997. Vol. 90. P. 51-55.
117. Li, Bo. Anisotropic shear behavior of closely jointed rock masses / Li Bo, Yujing Jiang, Tateru Mizokami, Koujil Kusada, Yasuhiro Mitani // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.* 2014. Volume 71. P. 258-271.
118. Li, Yanrong. Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters / Yanrong Li, Yongbo Zhang // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.* 2015. Volume 77. P. 27-35.
119. Lisjak, A. A review of discrete modeling techniques for fracturing processes in discontinuous rock masses / A. Lisjak, G. Grasselli // *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.* 2014. Vol. 6(4). P. 301–314.
120. Lunder, P.J. Determination of the strength of hard-rock mine pillars / P.J. Launder, R. Pakalnis // *Bull Can Inst Min Metall.* 1997. Volume 90. P. 51-55.
121. Lunder, P.J. Hard rock pillars strength estimation an applied empirical approach / P.J. Lunder // *Application. Ph.D. Thesis – The University of British Columbia, www. open.library.ubc.ca,* 1994.
122. Martin, C.D. The strength of hard-rock pillars /C.D. Martin, W.G. Maybee // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.* 2000. Volume 37. P. 1239-1246.
123. Matula M. Engineering topology of rock masses / M. Matula, R. Holzer // *Proc. of Felsmekanik Kolloquium, Grundlagen und Anwendung der Felsmekanik, Karlsruhe, Germany.* 1978. P. 107-121.
124. Min, Ki-Bok. Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method / Ki-Bok Min, Lanru Jing // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.* 2003. Volume 40. P. 795-816.
125. Muller, L. The rock slide in the Vajont valley // *Rock mechanics and engineering geo.* 1964. Volume 2. P. 148-212.
126. Natau O. Scale effects in determination of the deformability and strength of rock masses // *Proc. Intn. Conf. on Scale Effects in Rock Masses.* 1990. P. 77 - 88.
127. Pacher F. The development of the New Austrian Tunnelling Method and the main features in design work and construction. 16th Symp. on Rock Mechanics, Minneapolis, 1975. P. 223-232.
128. Palmström, A. RMI - a system for characterizing rock mass strength for use in rock engineering // *Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology.* 1995. Volume 1(2). P. 69-108.
129. Palmström, A. RMI – A rock mass characterisation system for rock engineering purposes. PhD thesis. University of Oslo, Norway. 1995.
130. Pariseau, William G. Design analysis in rock mechanics/ William G. Pariseau. – CRC Press, 2006. –560 p.
131. Park, Jung-Wook. A constitutive model for shear behavior of rock joints based on three-dimensional quantification of joint roughness // *Rock Mech Rock Eng.* 2013. Volume 46. P. 1513-1537.

132. Pinto da Cunha, A. Scale effects in rock masses 93/ A. Pinto da Cunha. – Taylor and Francis, 1993. –366 p.
133. Potvin, Y. Design guidelines for open stope support / Y. Potvin, M.R. Hudyma, H. Miller // Bull Can Min Metall. 1989. Volume 82. P. 53-62.
134. Pouya, A. Determination of rock mass strength properties by homogenization / A. Pouya, M, Ghoreychi // J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 2001. Volume 25. P. 1285-1303.
135. Pratt H. R. The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite / H.R. Pratt, A. D. Black, W. S. Brown, W. F. Brace // Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. 9, 1972. P. 513-529.
136. Protosenya, A.G. Forecast Jointed Rock Mass Compressive Strength Using a Numerical Model / A.G. Protosenya, P.E. Verbilo // Advanced Materials and Technologies for Energy Efficiency and Sustainable Development. MATEC Web of Conferences 7, 04006 (2016).
137. Terminology, Symbols and graphic representation, commission on terminology, ISRM, July 1975.
138. Terzaghi K. Introduction to tunnel geology. In Rock tunnelling with steel supports, by Proctor and White.1946. P. 5 - 153.
139. Terzaghi, K. Stresses in rock around cavities / K. Terzaghi, F.E. Richart // Geotechnique. 1952. Volume 3. P. 57-99.
140. Trushko, V.L. Predicting strength of pillars in fractured rock mass during development of apatite-nephelitic ores / V.L. Trushko, A.G. Protosenya, P.E. Verbilo // ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 13 (8). P. 2864-2872.
141. Sanei, Manouchehr. Shear strength of discontinuities in sedimentary rock masses based on direct shear tests / ManouchehrSanei, LohrasbFaramarzi, Ahmad Fahimifar, SarehGoli, AbolfazlMehinrad, AsgharRahmati // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2015. Volume 75. P. 119-131.
142. Salamon, M.D.G. Elastic moduli of a stratified rock mass / M.D.G. Salamon // Int J Rock Mech Min SciGeomechAbstr. 1968. Volume 5. P. 519-527.
143. Serafim J.L. Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski / J.L. Serafim, J.P Pereira // Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground constructions, 1983. P. 1133 - 1144.
144. Sheorey, P.R. Empirical rock failure criteria. A. A. Balkema, 1997. Rotterdam. 176 p.
145. Singh, B. and Goel, R.K. Rock mass classification – A practical approach in civil engineering. Elsevier, Netherlands, 1999.
146. Sjoberg, J. Failure modes and pillar behaviour in the Zinkgruvan mine // 33rd USRock Mechanics Symposium, Sante Fe. 1992. P. 491-500.
147. Ulusay, R. The ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007-2014 / R. Ulusay. – Springer, 2015. –292 p.
148. Verbilo, P.E. Numerical investigation of the scale effect and REV of jointed rock masses to conditions of apatite-nepheline ore «Plateau Rasvumchorr» JSC «Apatit» // Scientific Reports on Resource Issues, 2016, Vol. 1. P. 117-124.
149. Vutukuri, V.S. Handbook on mechanical properties of rock (Testing techniques and results) Volume I / V.S Vutukuri, R.D. Lama, S.S. Saluja. – Trans tech publications, 1974. –280 p.
150. Walsh, J. The effect of crack on the compressibility of rocks. J. Geoph. Rs. V.70, # 2, 1965.

151. Wang, Peitao. Numerical analysis on scale effect of elasticity, strength and failure patterns of jointed rock masses / Peitao Wang, Tianhong Yang, Tao Xu, MeifengCai, Changhong Li // *Geosciences Journal*. 2016. Volume 20(4). P. 539-549.
152. Wang, Xiao-Gang. Determination of mechanical parameters for jointed rock masses / Xiaogang Wang, Yufei Zhao, Xingchao Lin // *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2011. Volume 3. P. 398-406.
153. Wickham G.E. Support determination based on geologic predictions / Wickham G.E. Tiedeman H.R. and Skinner E.H. // *Proc. Rapid Exc. & Tunn. Conf.* 1972. P. 43-64.
154. Williamson D.A. Uniform rock classification for geotechnical engineering purposes / D.A. Williamson // *Transportation Research Record 783*, National Academy of Sciences, Washington D.C. 1980. P. 9-14.
155. Wines, D.R. Estimates of rock joint shear strength in part of the fimestone open pit operation in Western Australia / D.R. Wines, P.A. Lilly // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2003. Volume 40. P. 929-937.
156. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.
157. Xia, Lu. Estimation of the REV size for blockiness of fractured rock masses / Lu Xia, YinheZheng, Qingchun Yu // *Computers and Geotechnics*. 2016. Volume 76. P. 83-92.
158. Yang, Tianhong. 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.
159. 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.
160. Yudhbir, Lemanza, W. and Prinzl, F. (1983) An empirical failure criterion for rockmasses. In: *Proceedings of the 5th International Congress on Rock Mechanics*, Melbourne, Balkema, Rotterdam, 1, B1-B8.
161. Zhang, Lianyang. *Engineering Properties of Rock* / Lianyang Zhang.– Butterworth-Heinemann, 2016. –394 p.
162. Zhang, Y. Characterization of strength and damage of hard rock pillars using a synthetic rock mass method / Y. Zhang, D. Stead, D. Elmo // *Computers and Geotechnics*. 2015. Volume 65. P. 56-72.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

5.1 Изучение масштабного эффекта прочности на сжатие блочного горного массива с соотношением сторон 1:1.5

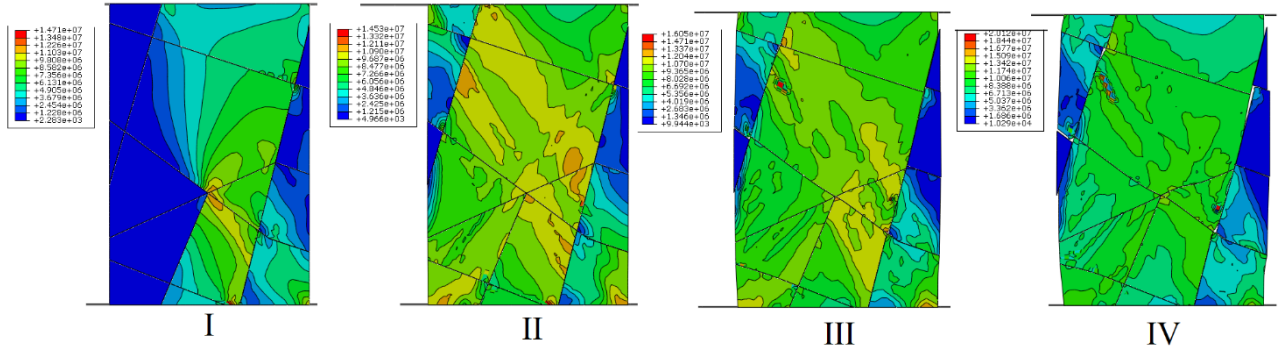


Рисунок 5.1 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 1×1.5 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

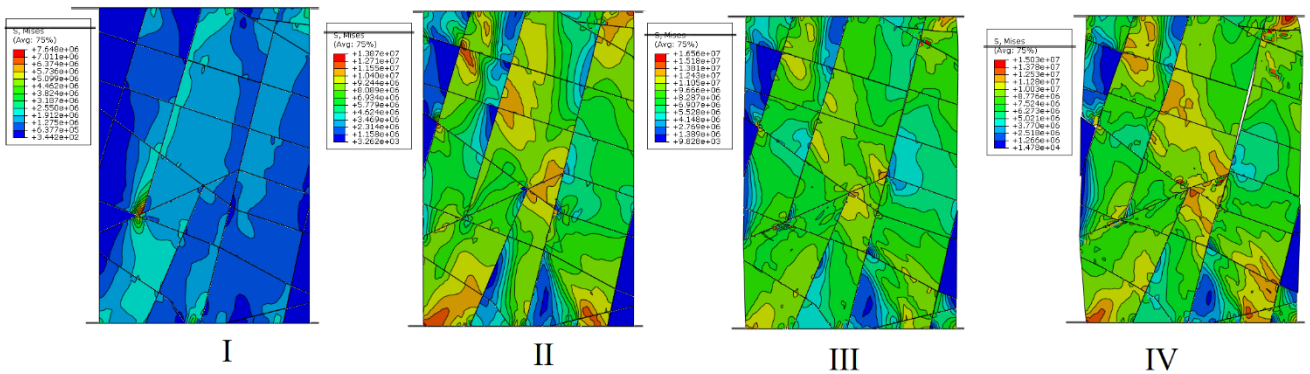


Рисунок 5.2 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 2×3 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

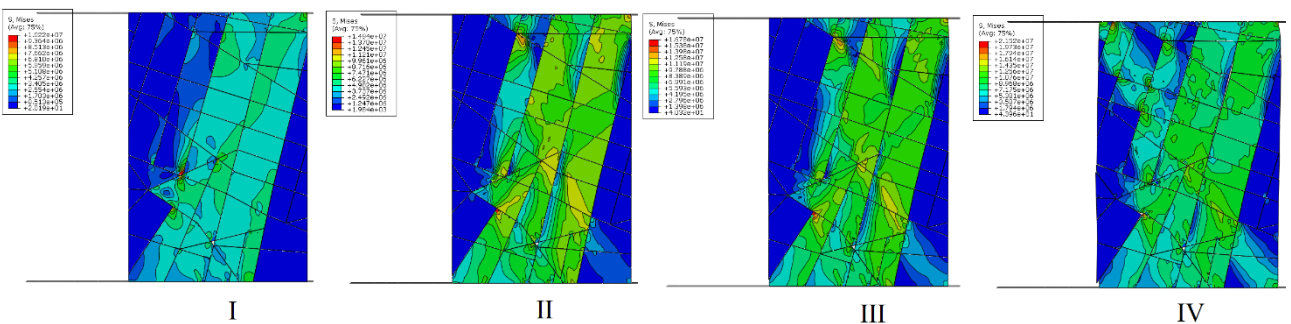


Рисунок 5.3 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 3×4.5 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

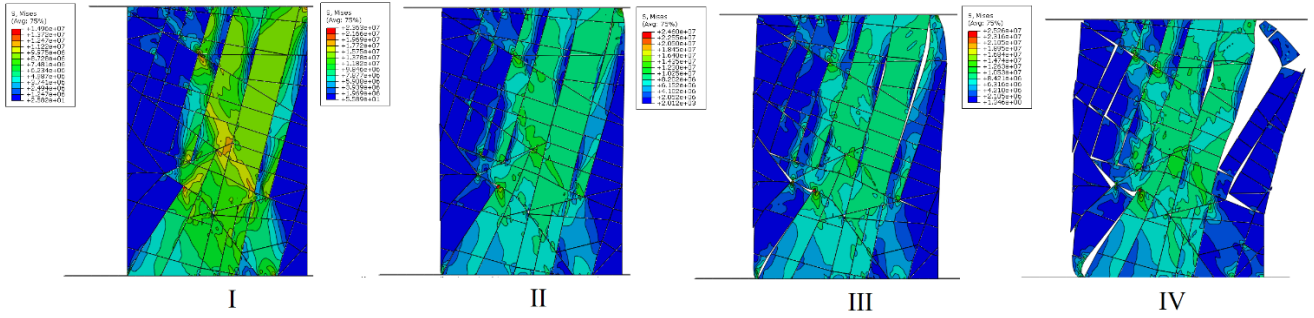


Рисунок 5.4– Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 4×6 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

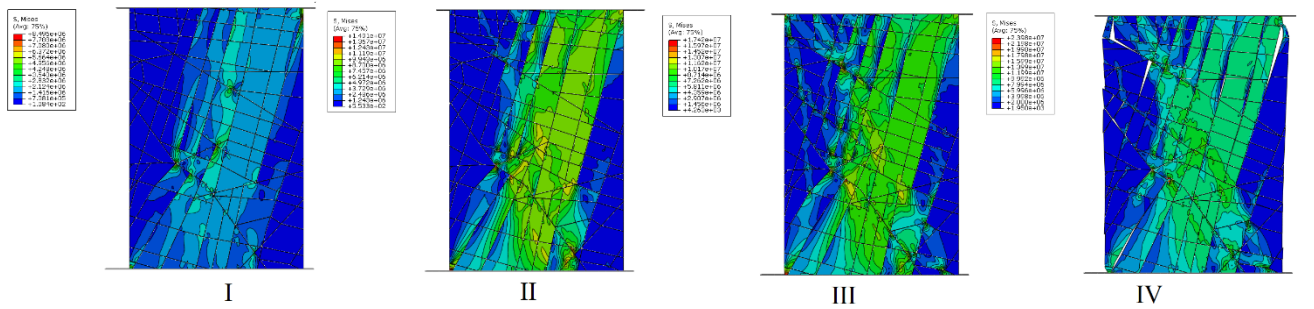


Рисунок 5.5 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 5×7.5 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

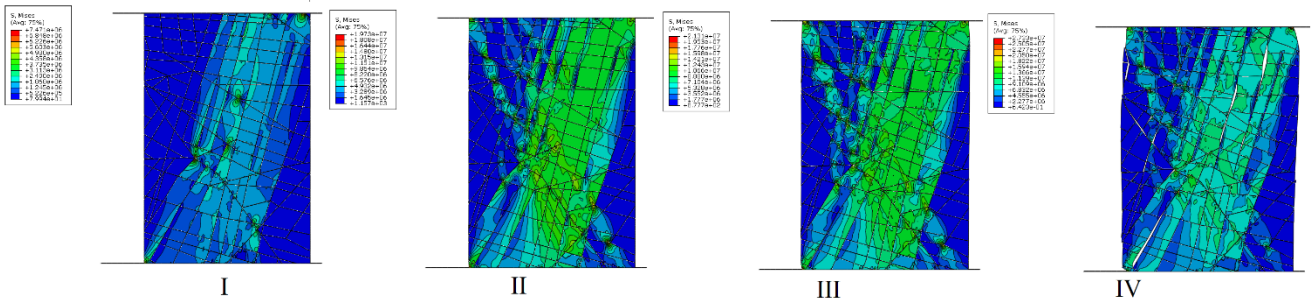


Рисунок 5.6 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 6×9 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

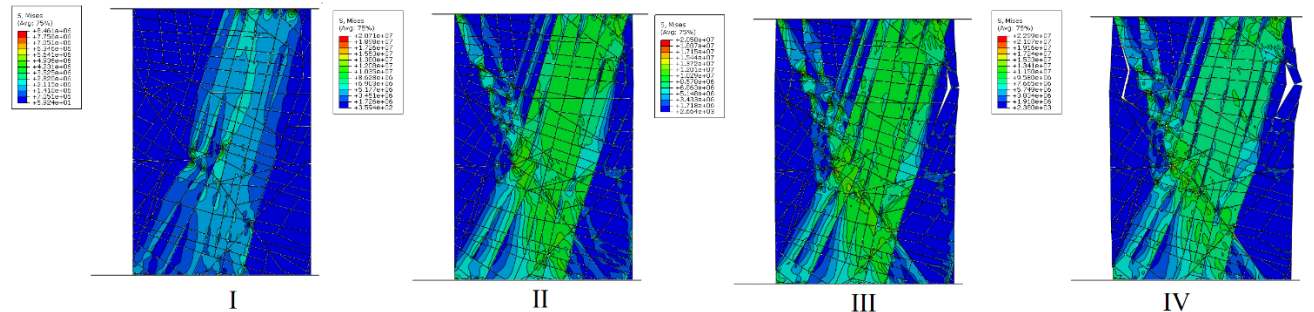


Рисунок 5.7. – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 7×10.5 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

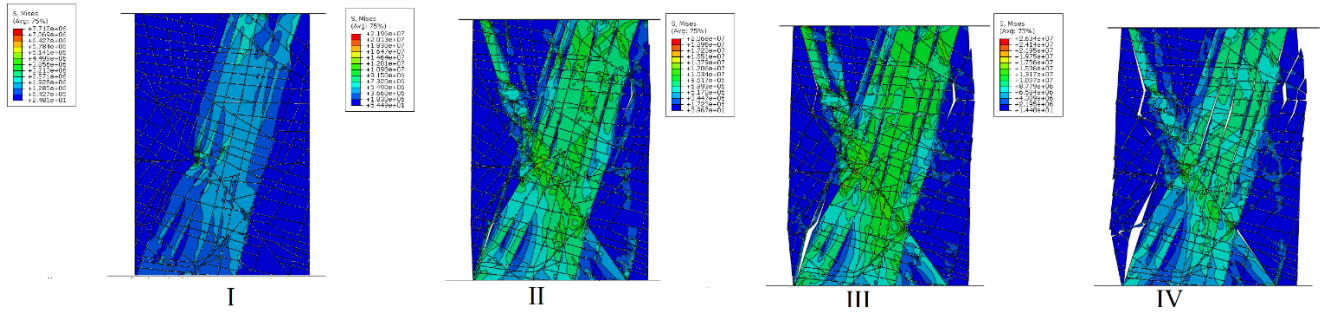


Рисунок 5.8 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 8×12 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

5.2 Изучение масштабного эффекта прочности на сжатие блочного горного массива с соотношением сторон 1:2

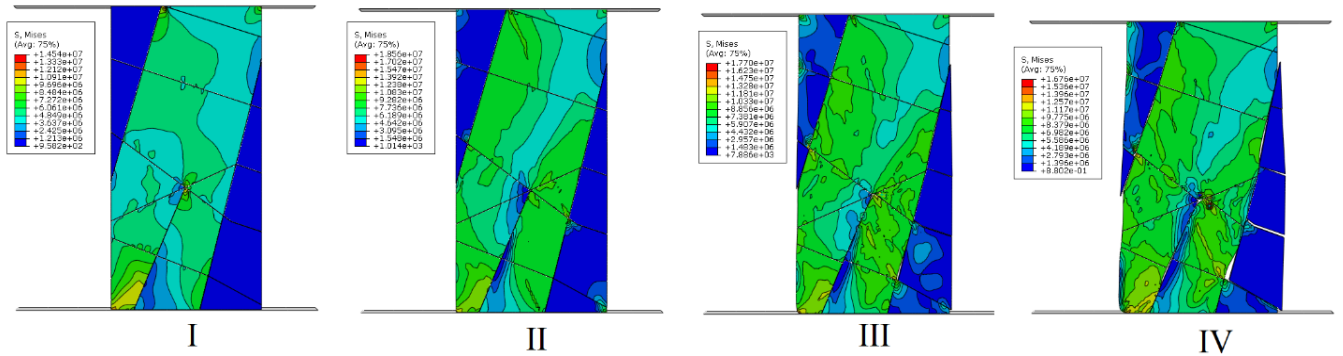


Рисунок 5.9 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 1×2 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

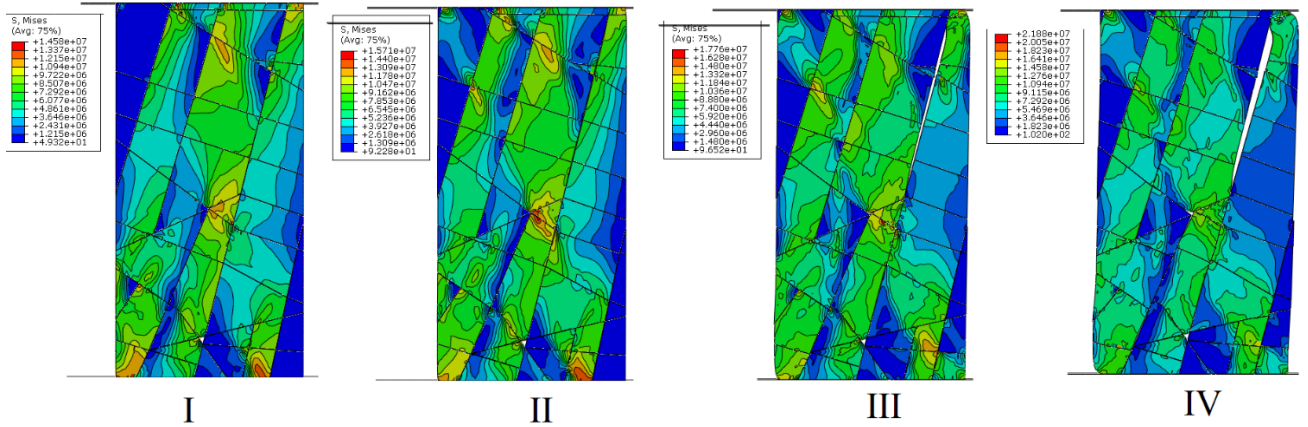


Рисунок 5.10 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 2×4м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

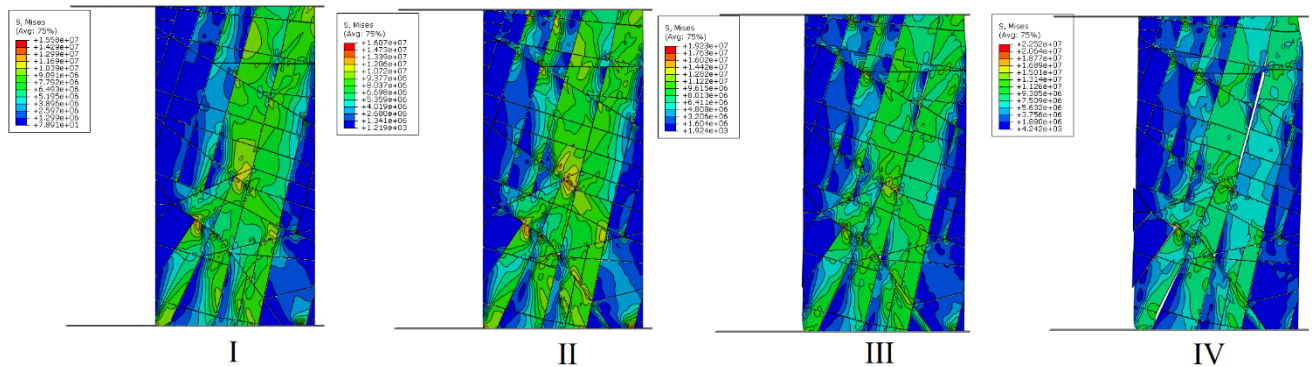


Рисунок 5.11– Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 3×6 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

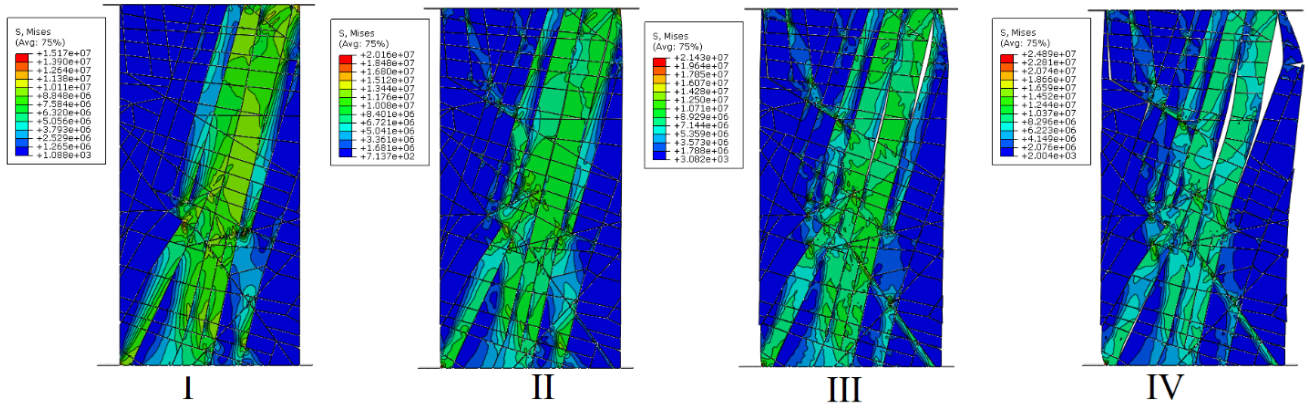


Рисунок 5.12 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 4×8 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

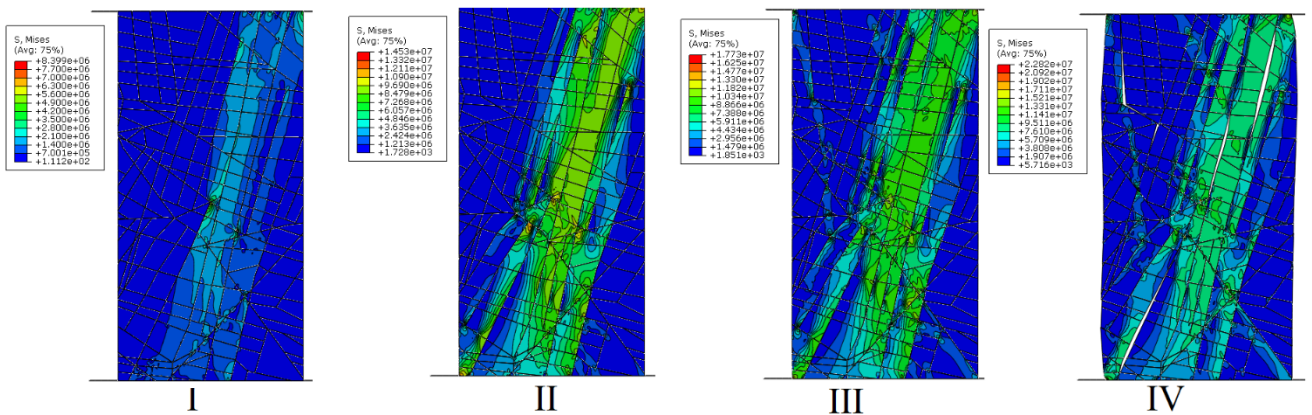


Рисунок 5.13 - Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 5×10м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

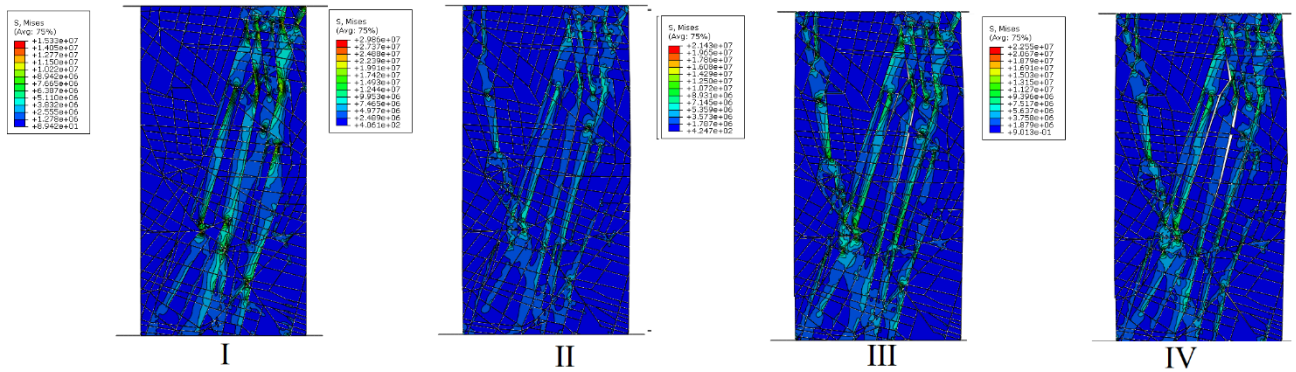


Рисунок 5.14 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 6×12 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

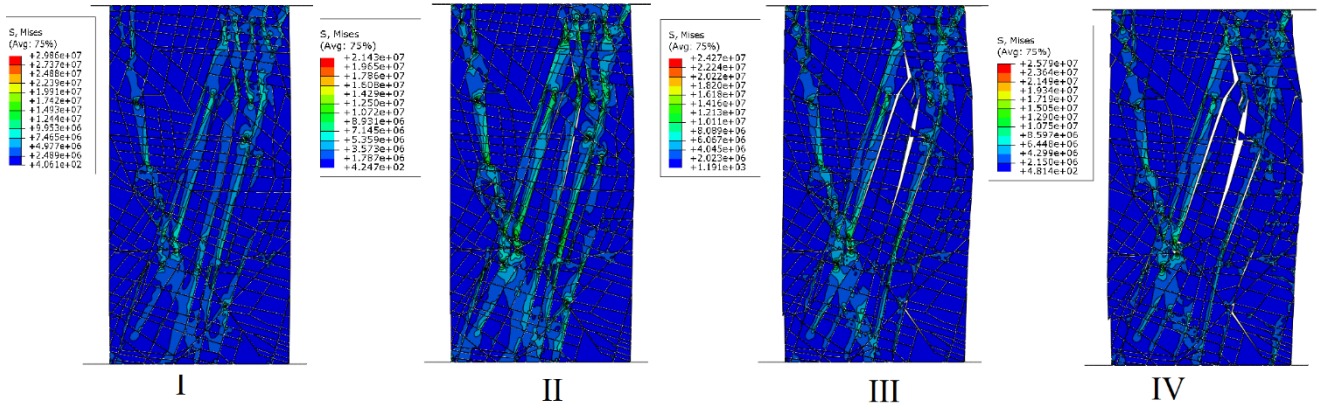


Рисунок 5.15 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 8×16 м по стадиям деформирования *I, II, III, IV*.

5.3 Изучение масштабного эффекта прочности на сжатие блочного горного массива с соотношением сторон 1:2

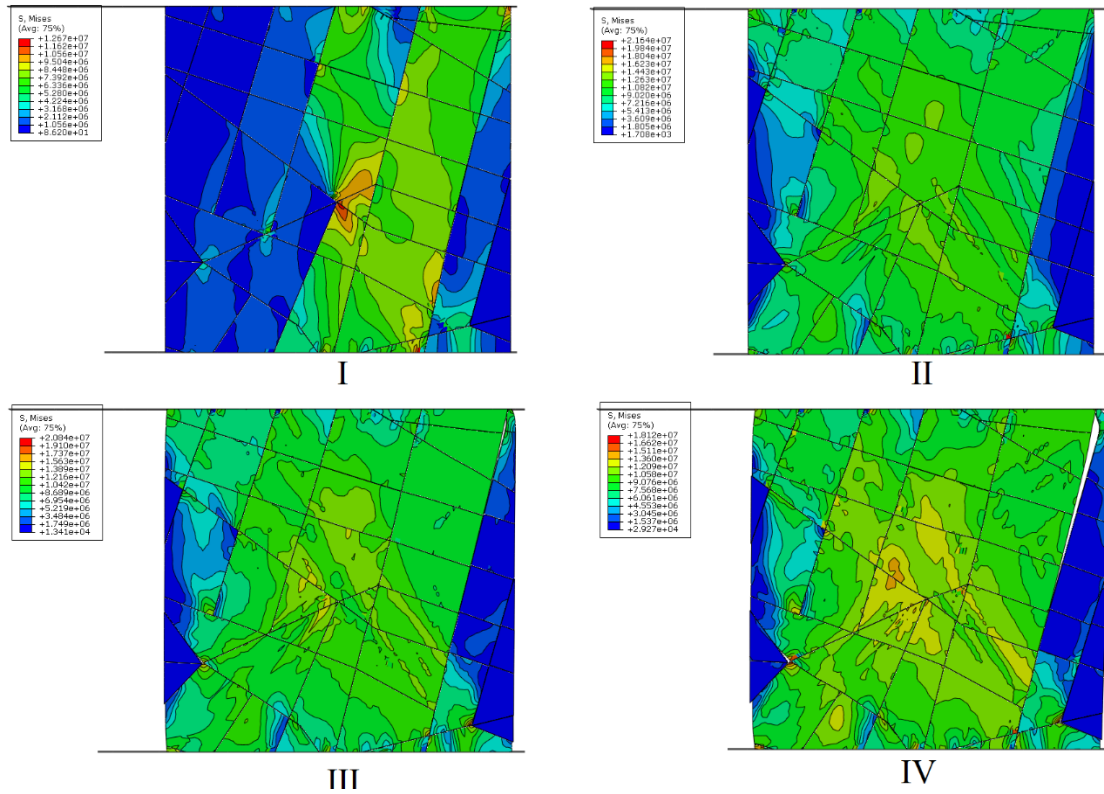


Рисунок 5.16 – Эпюра распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 3×3 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

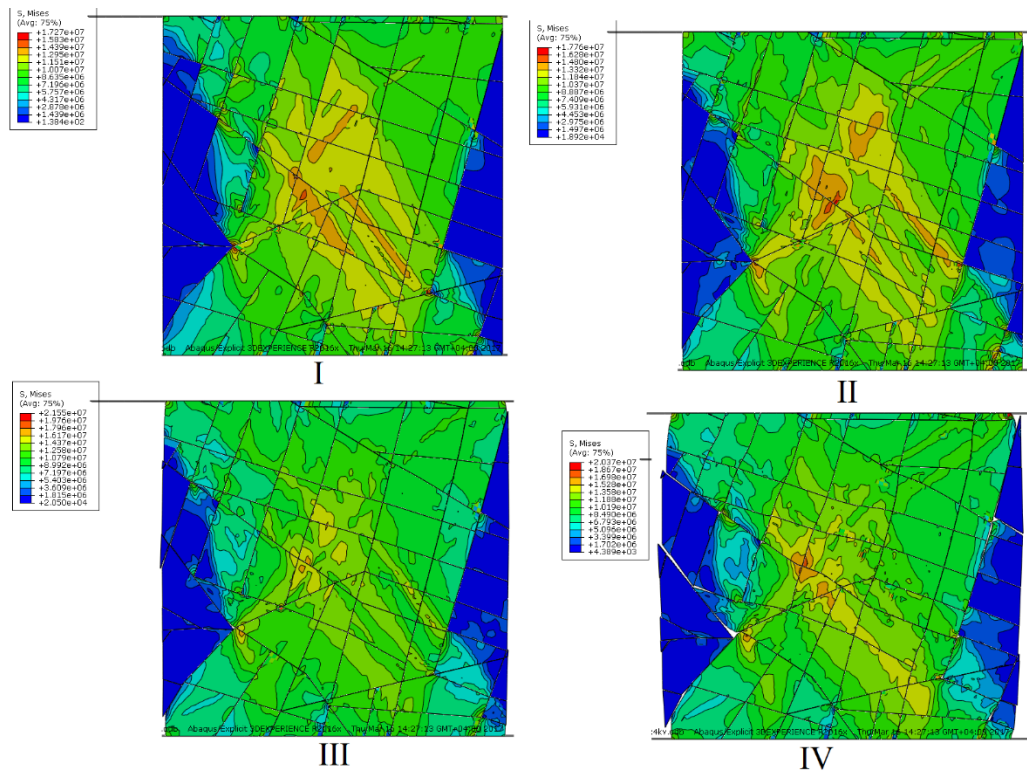


Рисунок 5.17 – Эпюра распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 4×4 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

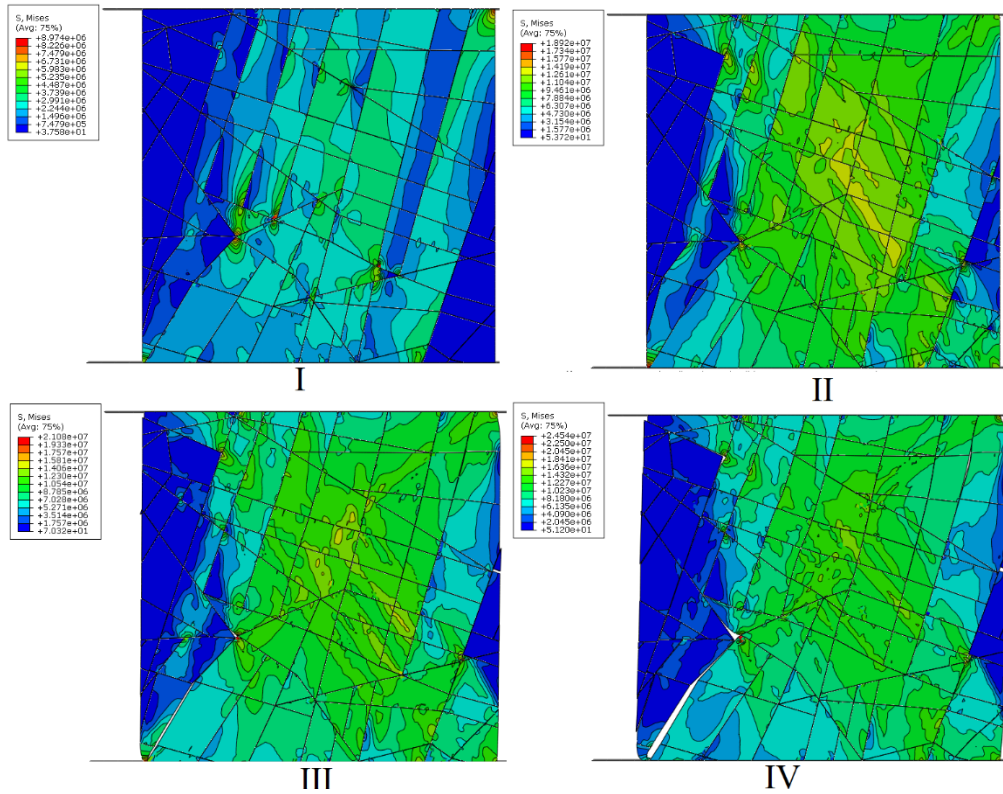


Рисунок 5.18– Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 5×5 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

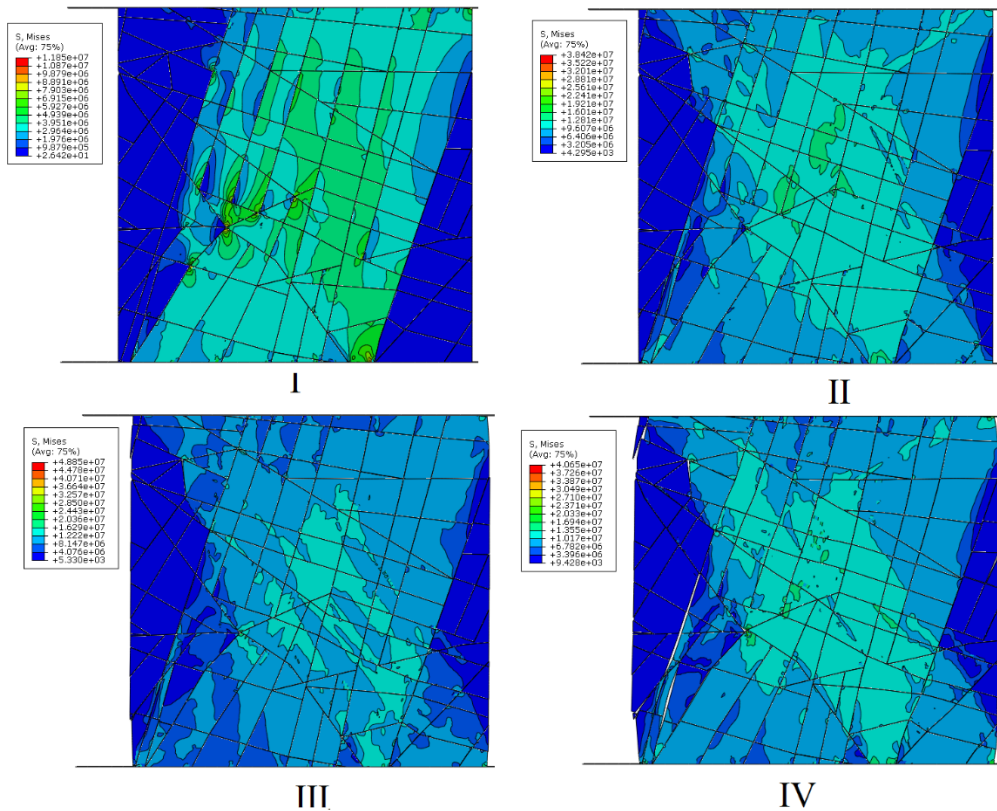


Рисунок 5.19- Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 6×6 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

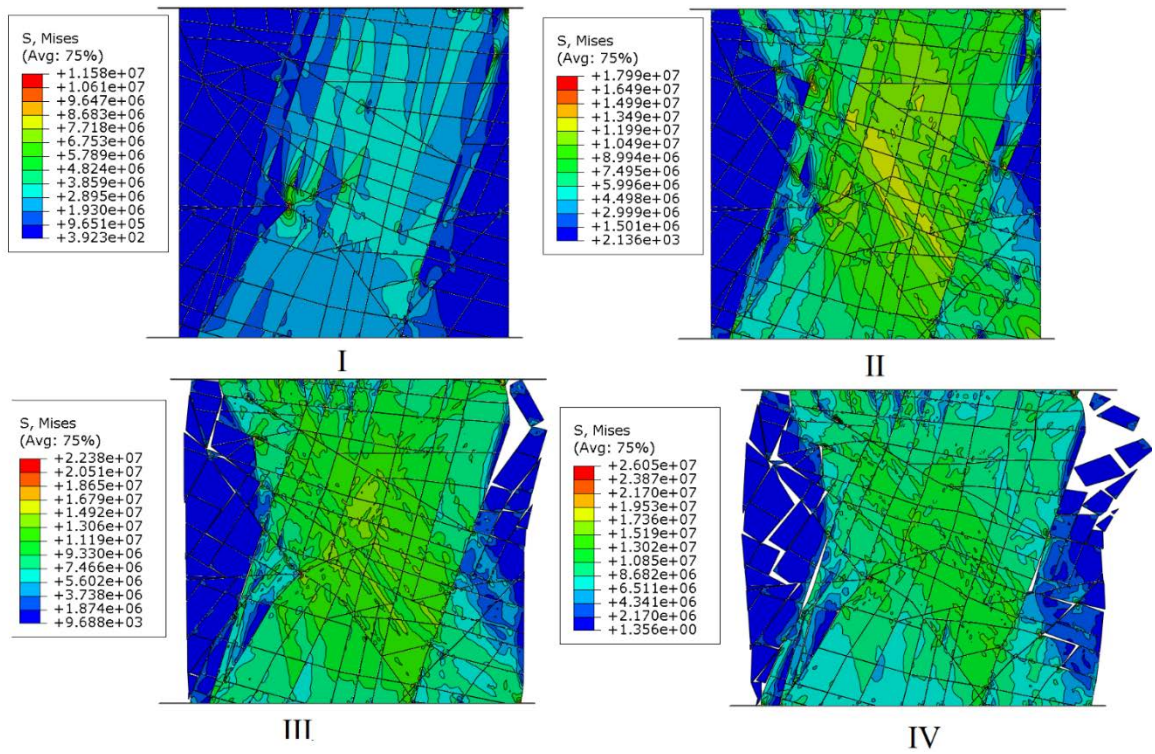


Рисунок 5.20– Эпюра распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 7×7 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

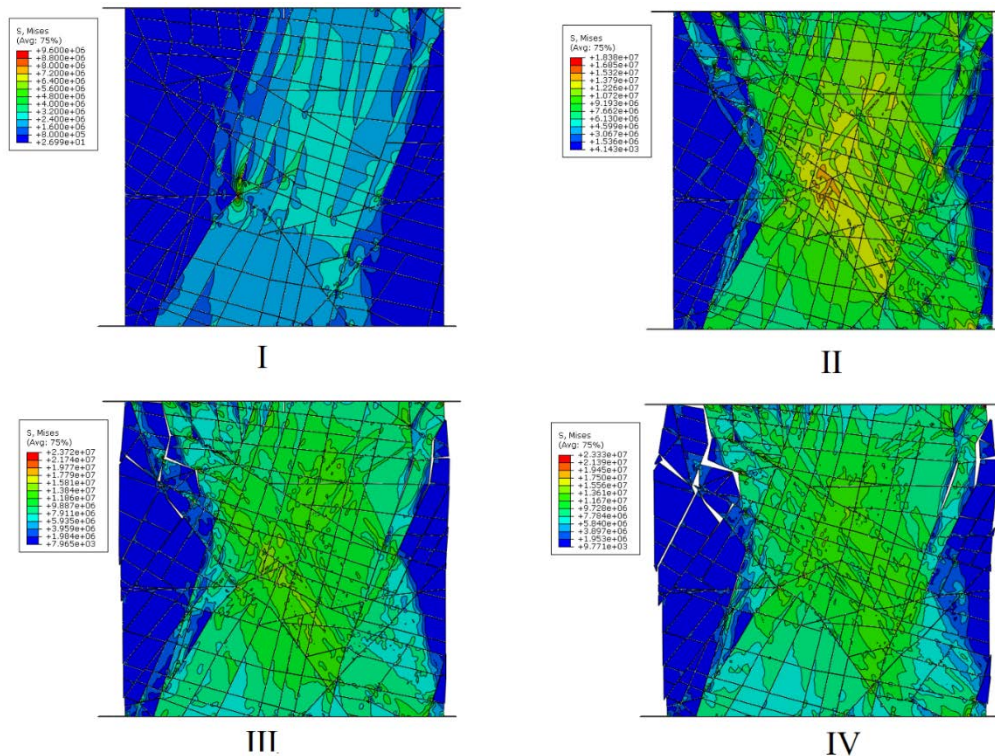


Рисунок 5.21 – Эпюра распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 8×8 м по стадиям деформирования I, II, III, IV.

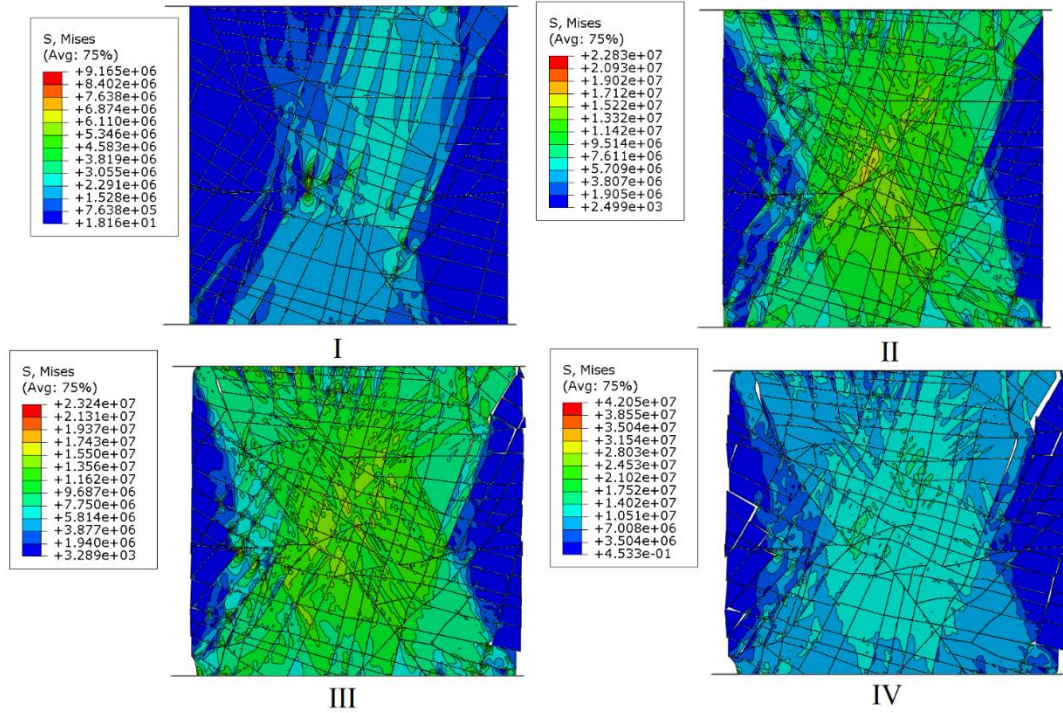


Рисунок 5.22 – Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 9×9 м по стадиям деформирования *I*, *II*, *III*, *IV*.

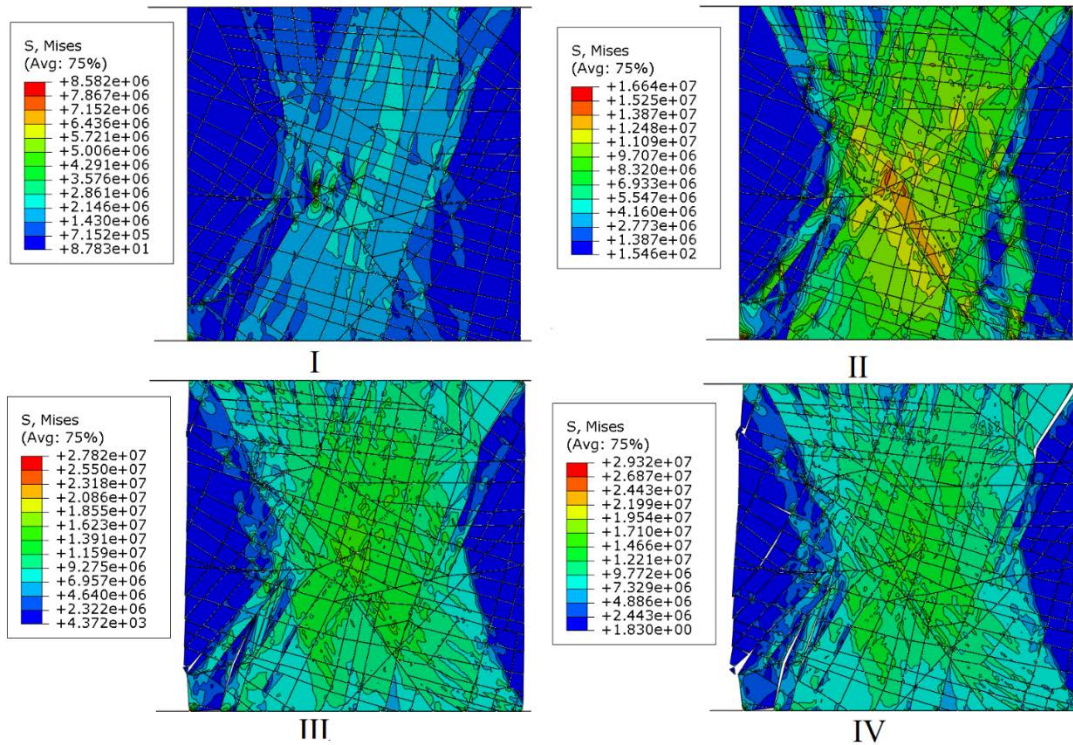


Рисунок 5.23– Эпюры распределения главных напряжений в блочном массиве с отображением деформаций для блочного массива с габаритами 10×10 м по стадиям деформирования *I*, *II*, *III*, *IV*.