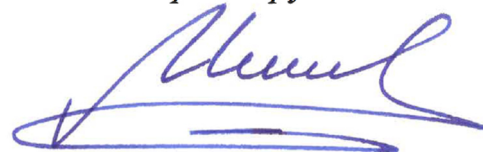


ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

---

На правах рукописи



Минин Кирилл Евгеньевич

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК  
СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИ  
СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Специальность 2.1.2 Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация

на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научный руководитель

профессор, доктор технических наук

**Зерцалов Михаил Григорьевич**

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	4
ГЛАВА 1. АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ И ВЫБОР МЕТОДОВ ИССЛЕДОВАНИЯ .....	13
1.1 Особенности строения и способы определение деформационных характеристик скального массива .....	13
1.2 Особенности взаимодействия скального массива с подземными сооружениями .....	24
1.3 Выводы по первой главе .....	26
ГЛАВА 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ .....	28
2.1. Применение метода конечных элементов совместно с методом планирования эксперимента .....	28
2.2. Описание расчетных моделей .....	29
2.2.1. Моделирование блочных моделей трещиноватых скальных массивов... 29	
2.2.2. Моделирование работы системы «подземное сооружение-скальный массив» 30	
2.3. Множественный регрессионный анализ .....	32
2.3.1. Общие понятия и принципы при использовании множественного регрессионного анализа .....	32
2.3.2. Использование множественного регрессионного анализа при определении деформационных характеристик блочных сред .....	39
2.3.3. Использование множественного регрессионного анализа при исследовании НДС системы «подземное сооружение-скальный массив» .....	40
2.5. Выводы по второй главе .....	41
ГЛАВА 3. ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СКАЛЬНОГО МАССИВА ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ РАСЧЁТНОГО ФРАГМЕНТА .....	43
3.1 Цель и задачи исследования .....	43
3.2 Исследование деформационных характеристик скальных массивов на примере блочных фрагментов .....	44
3.3. Исследование деформационных характеристик скальных массивов на примере моделирования штамповых опытов .....	55
3.4. Выводы по третьей главе .....	60

ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ БЛОЧНЫХ МАССИВОВ С УЧЁТОМ ИХ НЕЛИНЕЙНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ .....	61
4.1 Разработка метода построения кривой $\sigma = f(\varepsilon)$ нелинейно деформируемого скального массива.....	61
4.1.1. Построение графика кривой зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$ на первом нелинейном участке деформирования.....	62
4.1.2. Построение графика кривой зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$ на втором линейном участке деформирования.....	67
4.2. Использование предложенного метода при построении графика деформирования скального массива.....	75
4.3. Выводы по четвертой главе .....	77
ГЛАВА 5. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРЕДЛОЖЕННОГО МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ РАБОТЫ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ .....	79
5.1. Цель и задачи исследования .....	79
5.2. Исследование влияния условий заложения и геометрических характеристик подземных сооружений на деформационные характеристики скального массива .....	79
5.3. Исследование трещиностойкости фибробетонных обделок транспортных тоннель с учётом нелинейности деформирования скального массива .....	91
5.3.1. Использование фибробетона в строительстве.....	91
5.3.2. Разработка методики расчёта трещиностойкости фибробетонной обделки транспортных сооружений.....	92
5.4. Выводы по пятой главе .....	100
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	102
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....	105
Приложение А .....	112
Приложение Б.....	116

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** При расчёте взаимодействия инженерных сооружений со скальным массивом, как правило, приходится сталкиваться с проблемой определения механических характеристик горных пород. Представление скальных массивов, как среды, для описания деформирования которой всегда можно использовать зависимости механики сплошной среды, в большинстве случаев неправомерно.

Скальные массивы обычно имеют сложную структуру, часто обладают неоднородностью строения и анизотропией, а также, как правило, характеризуются высокой степенью трещиноватости. Это приводит к появлению масштабного эффекта, который выражается в том, что при изменении размеров исследуемого объёма массива его физико – механические характеристики могут существенно измениться. Одним из важнейших свойств скального массива, с практической точки зрения, является его способность деформироваться под нагрузкой, поэтому без знания значения модуля деформации скального массива невозможно изучение его взаимодействия с инженерными сооружениями.

В нашей стране и за рубежом проблемой деформирования трещиноватых скальных массивов занимались такие ученые как: К.В. Руппенейт, С.Б. Ухов, Э.Г. Газиев, Ю.К. Зарецкий, В.И. Шейнин, И.В. Баклашов, Б.А. Картозия, Н.С. Булычёв, М.Г. Зерцалов, А.Н. Власов, В.И. Речицкий, В.П. Мерзляков, N. Barton, Z. Bieniawski, R. Goodman, H. Einstein, E. Hoek, L. Zhang и др. На результатах их исследований основаны многие методы определения модуля деформации скальных массивов (аналитические, численные, эмпирические). Тем не менее, благодаря наличию масштабного эффекта указанная проблема до настоящего времени окончательно не решена. В то же время, современные численные методы решения и возможности компьютерной техники позволяют на основе разработанных моделей более широко исследовать поведение нарушенных скальных массивов, в том числе при взаимодействии с подземными сооружениями. Современные программы комплексы позволяют воспроизвести

практически любой скальный массив с учётом его трещиноватости, структурной неоднородности и анизотропии.

В настоящее время используются прямые и косвенные методы определения деформационных характеристик скального массива. Прямые методы включают полевые испытания пород и лабораторные испытания образцов.

Полевые методы определения механических характеристик скального массива позволяют исследовать небольшие по сравнению с размерами сооружений объёмы пород. Наличие масштабного эффекта, вызываемого структурной неоднородностью пород, как уже указывалось, ограничивает использование экспериментальных методов исследования, поскольку экстраполяция результатов мелкомасштабных испытаний на большие объёмы массива может привести к значительному расхождению с реальными значениями определяемых механических характеристик. Эта тенденция особенно заметна при строительстве крупноразмерных сооружений в горных районах, вовлекающих в работу большие объёмы скального грунта, таких, как объекты энергетической и транспортной инфраструктуры. Помимо этого, полевые методы имеют большой разброс из-за трещиноватости, неоднородности и анизотропии скальных массивов, а также из-за конструктивных особенностей испытательного оборудования и измерительной аппаратуры. Следует также учитывать, что проведение натурных опытов в полевых условиях достаточно трудоёмко и требует больших финансовых затрат.

Прямые исследования деформационных характеристик скальных массивов в лабораторных условиях невозможны в связи с неоднородностью свойств и наличием разного порядка трещин.

Косвенные методы определения механических характеристик скальных массивов можно разделить на эмпирические и аналитические.

Эмпирические методы базируются на использовании общепринятых классификационных системах, таких как  $RQD$  [34,36],  $RMR$  [33],  $Q$  [31] и  $GSI$  [44], не имеющих размерности и отражающих состояние и свойства массивов в

неявном виде. Это позволяет подобрать эмпирические зависимости, связывающие указанные показатели с реальными значениями модуля деформации –  $E_m$ .

Эмпирические методы позволяют произвести первый/оценочный расчёт характеристик массива, использование различных классификационных систем при определении свойств скального массива на одной площадке может привести к значительному разбросу данных [65].

Для случаев, когда объём исследуемой области можно рассматривать квазиоднородный, квазисплошной и квазиупругой средой (для которой применимы закономерности механики сплошной среды), возможно использовать аналитические методы определения деформационных свойств массива.

У аналитических методов есть допущение, при котором происходит усреднение распределений напряжений и деформаций по рассматриваемому объёму.

Как показывает практика и результаты испытаний [19,23,32,38], деформирование трещиноватых скальных массивов нелинейно. Неучёт нелинейности деформирования может существенно исказить напряженно деформирование состояние массива и рассматриваемого подземного сооружения.

Таким образом, проблема определения эффективных деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов для использования при проектировании и строительстве подземных сооружений требует дальнейшего развития.

В работе рассматривается метод определения модуля деформации блочных скальных массивов, ослабленных системой взаимно-ортогональных трещин, которые части встречаются в практике строительства подземных сооружений. Метод учитывает нелинейность кривой деформирования скального массива  $\sigma = f(\epsilon)$  в условиях одноосного сжатия. Учёт нелинейности деформирования путем учёта значений деформационных характеристик, как скальных блоков, так и межблочных трещин, позволяет более обоснованно определять модуль

деформации, принимая во внимание его возрастание при увеличении сжимающей нагрузки. Исследования блочной среды, ослабленной трещинами, базируется на трудах С.Б. Ухова, В.П. Мерзлякова, А.Н. Власова, В.В. Семенова, М.Г. Зерцалова, Б.Э. Сакания.

**Личный вклад автора** заключается в разработка нелинейной модели деформирования трещиноватых блочных скальных массивов при разных уровнях нагружения.

Рассмотренный метод определения деформационных характеристик скальных массивов предлагается для использования при решении практических задач взаимодействия подземных сооружений с вмещающим массивом. Предложенный метод позволяет получить более объективное НДС системы «подземное сооружение-скальный массив».

**Степень разработанности темы.** Как уже указывалось выше, изучением характеристик скального массива занимались многие отечественные ученые: С.Б. Ухов, Э.Г. Газиев, Б.Д. Зеленский, В.П. Мерзляков, А.Н. Власов, М.Г. Зерцалов, И.В. Баклашов, Б.А. Картозия, Н.С. Булычѳв, В.И. Речицкий, Р.А. Ширяев, Б.А. Урастембеков, Ю.Б. Мгабелов, И.А. Савич и др. За рубежом этим вопросом занимались R. Goodman, E. Hoek, E. Brown, M. Diederichs, L. Zhang, H. Einstein, Z. Bieniawski, N. Barton, R. Yoshinaka, T. Yamabe, M. Ebadi, S. Bandis, K. Fukushima, C. Zangerl, P. Kulatilake и др. исследователи.

**Цель диссертационной работы** является разработка нелинейной модели деформирования трещиноватых блочных скальных массивов при разных уровнях нагружения.

**Задачи диссертационной работы.** Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

- выполнить анализ существующих методов определения деформационных характеристик скальных массивов;
- выбрать параметры, влияющие на изменения модуля деформации

трещиноватого скального массива, пределы их варьирования;

- разработать схемы испытаний на основе численного моделирования фрагментов скальных массивов;
- провести исследования с использованием численного моделирования на основе МКЭ с применением метода планирования эксперимента (МПЭ);
- разработать метод определения деформационных характеристик скального массива в пределах первого нелинейного участка на основании работ S. Bandis, R. R. Goodman и А.Н. Власова;
- получить уравнение регрессии для определения модуля деформации фрагмента скального массива в пределах второго линейного участка его деформирования;
- привести примеры использования предложенного метода определения деформационных характеристик скального массива при решении задач взаимодействия подземного сооружения с вмещающим массивом.

**Научная новизна диссертационной работы** заключается в следующем:

1. Разработан метод определения деформационных характеристик скальных массивов, учитывающий нелинейность их деформирования и позволяющий расчётным путём смоделировать кривую  $\sigma = f(\varepsilon)$ , аналогичную кривой, построенной по результатам натуральных штамповых испытаний. При построении кривой учитывались три основных фактора, определяющие значение модуля деформации скального массива: модуль упругости скальной отдельности (блока) -  $E_{\text{бл}}$ , показатель качества скального массива, учитывающий его трещиноватость –  $RQD$  и значения нормальной и касательной жёсткостей межблочных трещин (трещины) -  $K_n$  и  $K_s$ .

2. Разработана методика расчётного определения начальных нормальной и касательной жесткостей, позволяющая учесть изменение деформационных характеристик межблочных трещин и, тем самым, нелинейность кривой деформирования  $\sigma = f(\varepsilon)$  на первом участке.

3. Разработанный в диссертации метод построения кривой



деформирования скального массива  $\sigma = f(\varepsilon)$  по, определённым экспериментально, значениям  $E_{\text{бл}}$  и  $RQD$  и, предложенным в работе расчётным формулам, значений  $K_n$  и  $K_s$ , позволяет учесть изменение величины модуля деформации с увеличением напряжений в массиве. Это, в свою очередь, позволяет учесть влияние условий заложения и геометрических характеристик подземных сооружений на НДС системы «тоннель - скальный массив».

4. Разработана методика, основанная на принципах линейной механики разрушений, для расчёта трещиностойкости фибробетонных обделок тоннелей, возводимых горным способом в скальных грунтах.

### **Теоретическая и практическая значимость работы.**

Все, используемые в настоящее время в инженерной практике методы определения модуля деформации скальных трещиноватых массивов, рассматривают их как линейно деформируемую среду, характеризуемую постоянным модулем деформации.

Теоретическая значимость работы заключается:

1. В определении факторов и параметров, определяющих значение модуля деформации скального массива.

2. В разработке нелинейной модели деформирования  $\sigma = f(\varepsilon)$ , позволяющей учитывать изменение величины модуля деформации массива в зависимости от изменения его НДС при варьировании глубины заложения сооружения и его геометрических размеров.

3. В разработке методики расчёта трещиностойкости обделки подземных сооружений транспортного назначения с использованием линейной механики разрушения, которая может быть использована для анализа трещинообразования в обделках сводчатого очертания.

Практическая значимость заключается в том, что разработанная методика построения нелинейной модели деформирования скального массива позволяет более точно определять его расчётный модуль деформации в зависимости от изменения НДС массива, что способствует получению более рациональных

конструктивных решений.

**Методология и методы исследования.** Исследования проведены с использованием численного моделирования на базе метода конечных элементов (далее МКЭ) с использованием регрессионного анализа (метода планирования эксперимента).

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Результаты исследований влияния частоты трещин, модуля упругости скальной отдельности, нормальной и касательной жесткостей на модуль деформации скального массива в пределах первого участка его деформирования.

2. Уточнены значения критерия квазисплошности и размеров, определяющих представительность расчётного фрагмента скального массива.

3. Результаты исследований влияния частоты трещин, модуля упругости скальной отдельности и угла наклона системы трещин к направлению действия приложенной нагрузки на модуль деформации скального массива в пределах второго участка его деформирования.

4. Исследование влияния глубины заложения и размеров подземных выработок на величину модуля деформации вмещающего их скального массива.

5. Применение разработанного метода определения модуля деформации скального массива при исследовании работы фибробетонных обделок подземных сооружений, зарекомендовавших себя при строительстве объектов метро- и тоннелестроения в Российской Федерации (замковые блоки из сталефибробетона в перегонных тоннелях Московского метрополитена, опытный участок сборной обделки в Санкт-Петербурге, монолитная сталефибробетонная обделка в перегонном тоннеле между станциями «Киевская» и «Парк Победы» Московского метрополитена).

6. Разработка метода расчёта трещинообразования и трещиностойкости фибробетонных обделок подземных сооружений транспортного назначения.

**Степень достоверности результатов** обоснована их сопоставлением с результатами опубликованных аналитических решений и экспериментальных исследований, а также использованием сертифицированного программного

комплекса при выполнении численных расчётов.

### **Апробация работы.**

Результаты исследований и основные научные положения диссертационной работы докладывались и получили положительную оценку на всероссийских и международных конференциях и семинарах:

- доклад на тему: «Фибробетонные обделки безнапорных гидротехнических тоннелей в скальных грунтах и расчёт их трещиностойкости» на IV Всероссийском научно-практическом семинаре «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства», Московский Государственный Строительный университет, 26 мая 2021 г., г. Москва, Россия;
- доклад на тему: «Расчёт на трещиностойкость фибробетонных обделок транспортных тоннелей, возводимых горным способом в скальных грунтах» на II Всероссийской конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территории», 26-28 мая 2021 г., г. Пермь, Россия;
- доклад на тему: «Численное моделирование при определении деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов» на международной научно-технической конференции по Геотехнике «Современные теоретические и практические вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и методики расчетов» (GFAC 2021), 21-29 октября 2021 г., г. Санкт-Петербург, Россия;
- доклад на тему: «Determination of deformation characteristics of rock mass using numerical modeling» на II научной конференции «Моделирование и методы структурного анализа», 11-13 ноября 2022 г., г. Москва, Россия;
- доклад на тему: «Использование линейной механики разрушений при расчёте трещиностойкости фибробетонных обделок транспортных тоннелей» на XII Всероссийской научной конференции с международным участием «Механика композиционных материалов и конструкций, сложных и гетерогенных сред» им. И.Ф. Образцова и Ю.Г. Яновского, 15-17 ноября 2022 г.,

г. Москва, Россия.

### **Публикации**

По теме диссертационной работы опубликовано 9 научных работ, в том числе из которых 3 работы опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук (Перечень рецензируемых научных изданий), и 3 работы опубликованы в журналах, индексируемых в международной реферативной базе Scopus.

### **Объем и структура работы**

Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы и двух приложений. Общий объем диссертации составляет 117 страниц, включающий в себя 41 рисунок, 17 таблиц. Список литературы содержит 65 наименования, в том числе 35 иностранных источников.

Работа выполнена на кафедре Механики грунтов и геотехники ФГБОУ ВО «НИУ Московский государственный строительный университет» в период обучения в аспирантуре в 2018-2023 годах под руководством профессора, доктора технических наук М.Г. Зерцалова, которому автор выражает искреннюю благодарность за неоценимую помощь в работе над диссертацией.

Автор выражает благодарность коллективу кафедры Механики грунтов и геотехники, а также ООО «НИЦ Тоннельной ассоциации» за советы и консультации, полученные автором в процессе подготовки диссертации.

# ГЛАВА 1. АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ И ВЫБОР МЕТОДОВ ИССЛЕДОВАНИЯ

## 1.1 Особенности строения и способы определение деформационных характеристик скального массива

Под скальным массивом понимается образовавшийся естественным путем массив скальных грунтов, включающий все нарушения и изменения структуры, сформировавшиеся в течение всего времени его существования [4,53].

Структура скального массива включает в себя элементы его строения, т.е. форму, условия залегания и взаимное положение скальных пород, образующих те или иные геологические тела, а также нарушения сплошности и трещины, выделяющие в массиве отдельности различных размеров [18].

Оценка деформируемости скальных массивов имеет важное значение в механике скальных грунтов и горной инженерии, поскольку она используется при анализе и проектировании различных конструкций - от подземных выработок до фундаментов плотин, мостов и высотных зданий.

При определении деформационных свойств скального массива требуется учесть специфику его строения: трещиноватость, анизотропию, неоднородность, а также масштабный эффект, проявляющийся в ухудшении механических характеристик скального грунта при увеличении области массива, взаимодействующей с сооружением [5,60,63]. Сложный вид кривой масштабного эффекта свидетельствуют о невозможности определения механических свойств крупных участков массива путем простой экстраполяции результатов испытания образцов или блоков относительно небольшого размера [20]. Для учёта масштабного эффекта при определении деформационных характеристик скального массива требуется выполнение специальных расчётных и натурных исследований.

В настоящее время используются различные методы определения модуля

деформации скального массива, которые можно разделить на две общие категории: прямые методы и косвенные методы.

К прямым методам относятся методы натуральных испытаний, как статические, так и динамические [5,60,63].

К статическим методам относятся:

- метод статического нагружения штампом осуществляется путем приложения нагрузки домкратом через жесткий или гибкий штамп в горизонтальном или вертикальном направлении к выровненной поверхности элемента горного массива в подземных камерах или траншеях;

- компенсационный метод подразумевает нагружение массива с использованием плоских/щелевых домкратов и измерение давления, которые необходимо создать в прорезе скального грунта, чтобы полностью компенсировать деформации разгрузки;

- при производстве прессиометрических испытаний в скважину малого диаметра 5-20 см опускается оболочка, разделенная на части и заполненная маслом и передаёт давление на стенки скважины, перемещение точек которой измеряются при помощи специальных датчиков [2]. Далее по формуле Jaeger (1975) рассчитывается модуль деформации;

- метод напорной галереи (Аберти, 60-е) производится путем нагружения стенок выработки круглого очертания, предварительно частично изолированной бетонными пробками, и закачки воды в камеру до определенного давления; далее производятся измерения деформаций точек контура выработки и рассчитываются модули деформации по различным направлениям.

Основной недостаток подобных испытаний заключается в отсутствии возможности исследовать большие объёмы породного массива. Например, в случае строительства больших сооружений транспортного и энергетического строительства применяемая экстраполяция результатов натуральных опытов, может привести к значительной погрешности [20]. Кроме того, результаты указанных исследований имеют большой разброс из-за трещиноватости, неоднородности и анизотропии скальных грунтов, а также погрешностей, обусловленных

несовершенством измерительной аппаратуры и испытательного оборудования.

К динамическим методам относятся геофизические (сейсмоакустические) методы, основанные на динамических приложениях нагрузки к скальному массиву и измерении скорости распространяющихся волн. Динамические методы позволяют исследовать большие объёмы скальных грунтов, однако, отсутствие надёжной корреляции между результатами динамических и применяемых в расчётах результатов статических методов испытаний ограничивает возможности использования геофизических исследований.

Следует также принимать во внимание, что проведение натуральных опытов или полевых испытаний достаточно трудоёмко, требуют значительных финансовых затрат и отнимает много времени.

Косвенные (непрямые) методы можно разделить на эмпирические и аналитические методы.

Эмпирические зависимости основаны на использовании показателей классификационных систем скальных массивов, таких, как *RQD* [34,36], *RMR* [33], *Q* [31] и *GSI* [44], в которых свойства скальных массивов отражаются в неявном виде, что позволяет подобрать эмпирические зависимости, связывающие указанные показатели с реальными деформационными характеристиками.

Свое развитие эмпирические методы получили во второй половине 20-го века, когда началось строительство сооружений, передающих на основание значительные нагрузки и взаимодействующие с большими объёмами скального грунта.

Основные показатели классификационных систем скальных массивов, используемые в современной практике:

- **Система оценки качества горной породы *RQD***

Классификационная система предложена американским ученым Deere в 1972 году [34], выполняется на основе результатов визуального наблюдения и геометрических замеров трещиноватости [34-36]. Для определения *RQD* необходимо отнести длину кусков керна более 10 см к общей длине выбуренного керна.

$$RQD = \frac{\sum l_{>10 \text{ см}}}{l_{\text{керна}}} \quad (1.1)$$

На основании показателя  $RQD$  дается качественная оценка скального массива, представлена в таблице 1.1 [35].

Таблица 1.1. Оценка состояния трещиноватого скального массива на основании показателя  $RQD$

$RQD$	Частота трещин, $\lambda^*$	Описание
0-25%	$> 27$	Очень плохое состояние массива
25-50%	20-27	Плохое состояние массива
50-75%	13-19%	Среднее состояние массива
75-90%	8-12%	Хорошее состояние массива
90-100%	0-7%	Очень хорошее состояние массива

\*  $\lambda$  – количество трещин на 1 м<sup>3</sup> породы

На основании графика, представленного S. Priest и J. Hudson в 1976 [49], можно определить частоту трещин  $\lambda$  в зависимости от  $RQD$  (рис. 1.1).

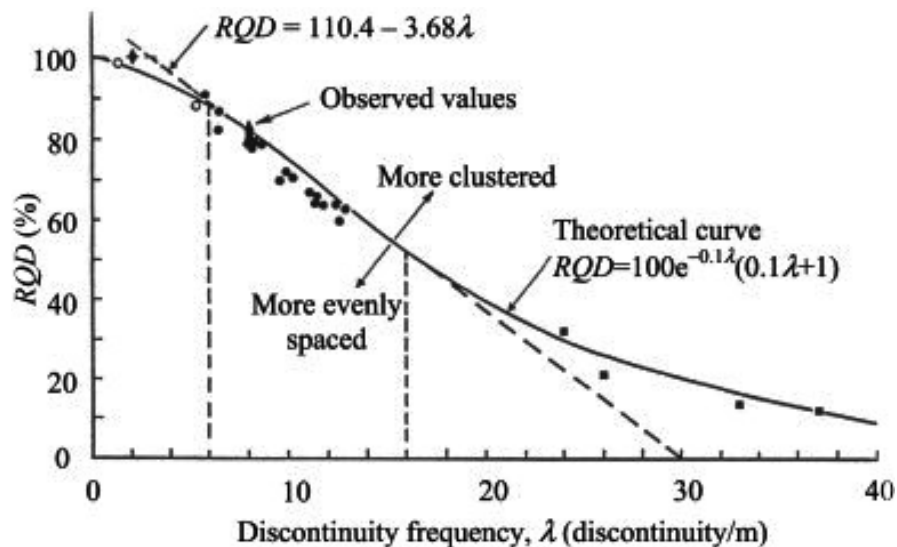


Рис.1.1. Зависимость показателя  $RQD$  в зависимости от частоты трещин [49]

### • Система классификации структуры горной породы RSR

Классификация предложена американским ученым Wickham в 1972 году [56] и получена из обобщенного опыта строительства тоннелей с арочной крепью. Показатель RSR варьируется от 19 до 100 и определяется по следующей формуле:



$$RSR = A + B + C \quad (1.2)$$

где  $A$  – параметр общих инженерно-геологических условий;  $B$  – параметр геометрических характеристик трещин;  $C$  – параметр обводненности и состояния трещин, зависящий также от суммы параметров  $A$  и  $B$ .

Исходя из значения параметра  $RSR$ , даются рекомендации по толщине набрызг бетона, характеристикам анкерного крепления арочной крепи.

#### • Рейтинг горного массива RMR

Классификационная система предложена Bieniawski в 1973 году [32], доработана при участии ученых D. Laubscher, J. Serafim, J. Pereira и др. [33,46,51].

Геомеханическая классификация включает в себя 6 рейтинговых показателей:

$$RMR = J_{A1} + J_{A2} + J_{A3} + J_{A4} + J_{A5} + J_B \quad (1.3)$$

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.

По посчитанному критерию RMR можно определить устойчивость породного и обнаженного массива, прочностные и деформационные свойства породы.

Для подсчёта модуля деформации скального массива используется формула:

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (1.4)$$

#### • Классификация Q-system

Классификационная система предложена N. Barton в 1971-1974 годах [30]. Классификационный показатель  $Q$  рассчитывается на основании 6 параметров, описывающих структурную нарушенность массива. Параметры определяются путем визуального осмотра и замеров породного массива или выбуренного керна.

Значение показателя изменяется от нуля до 1000, увеличение характеризует повышение устойчивости обнажения.

Используется следующая зависимость для определения параметра  $Q$ :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (1.5)$$

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.

Использование классификационной системы N. Barton позволяет описать состояние породного массива и дать рекомендации по крепи выработки.

Таблица 1.2. Классификация породного массива по системе  $Q$  [30]

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

#### • Геологический индекс прочности GSI

Классификационная система предложена Е. Ноек в 1988 году [42]. Оценка механических свойств горного массива основана на анализе экспериментальных данных. Используя таблицу 1.3, определяется геологический индекс прочности скального массива GSI, позволяющий количественно в баллах оценить его состояние.

Таблица 1.3. Геологический индекс прочности GSI [4]

<p><b>ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ ИНДЕКС ПРОЧНОСТИ</b></p> <p>Из описания структуры и условий поверхности скального массива выберете соответствующую клетку в таблице и определите величину геологического индекса прочности (GSI). Не стремитесь быть слишком точным. Назначение GSI в пределах 36-42 более реалистично, чем принятие точного значения 38.</p> <p>Следует также помнить, что критерий прочности Ноек-Броун может быть применим только к тем скальным массивам, у которых соотношение между размером сооружения и характерным размером скальной отдельности или блока удовлетворяет критерию квазисплощности.</p>		<p><b>ХАРАКТЕРИСТИКА ПОВЕРХНОСТИ</b></p> <p><b>ОЧЕНЬ ХОРОШАЯ</b> очень шероховатая, неветренная поверхность</p> <p><b>ХОРОШАЯ</b> шероховатая, слегка выветренная поверхность</p> <p><b>УДОВЛЕТВОРИТЕЛЬНАЯ</b> сглаженная, средневетренная поверхность</p> <p><b>ПЛОХАЯ</b> отшлифованная, сильноветренная поверхность</p> <p><b>ОЧЕНЬ ПЛОХАЯ</b> отшлифованная, сильноветренная поверхность, имеющая глинистые плёнки или заплывы</p>	
<p>Структура</p>		<p><b>СНИЖЕНИЕ КАЧЕСТВА ПОВЕРХНОСТИ</b> ⇒</p>	
<p> <b>НЕНАРУШЕННАЯ</b>- в массиве трещины расположены на большом расстоянии друг от друга</p>		<p>⇐ <b>УМЕНЬШЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ СВЯЗЕЙ СКАЛЬНЫХ БЛОКОВ</b></p> 	
<p> <b>БЛОЧНАЯ</b> – скальный массив, состоящий из кубических блоков, образованных тремя взаимно перпендикулярными системами трещин</p>			
<p> <b>СУЩЕСТВЕННО БЛОЧНАЯ</b> - скальный массив, состоящий из многогранных блоков, образованных четырьмя и более системами трещин</p>			
<p> <b>БЛОЧНО-НАРУШЕННАЯ</b> – складчатый массив, состоящий из многогранных блоков, образованных четырьмя и более системами трещин</p>			
<p> <b>РАЗЪЕДИНЁННАЯ</b> – сильно нарушенный скальный массив, содержащий, имеющие слабое взаимозацепление блоки угловатой и округлой формы</p>			
<p> <b>СЛАНЦЕВАТО- СЛОИСТАЯ</b> – складчатые и тектонически деформированные сланцеватые породы. Слоистость преобладает над любым видом трещиноватости, что полностью исключает наличие блочного строения</p>			

Зная значение *GSI* и величину прочности скальной отдельности,

полученную по результатам лабораторных испытаний, по графику на рис.1.2 можно определить модуль деформации массива.

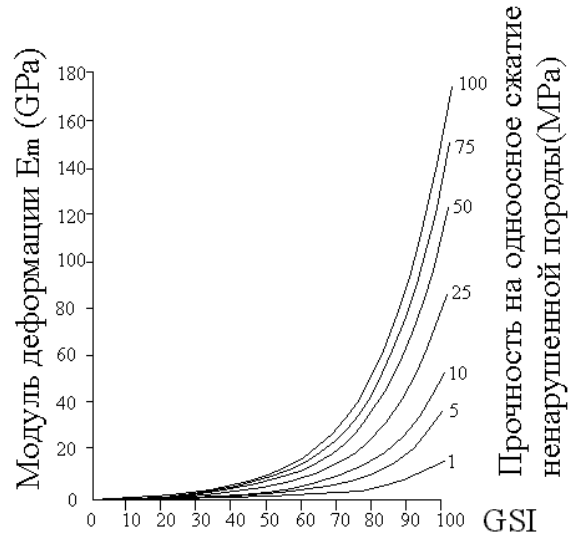


Рис.1.2. График зависимости модуля деформации скального массива от  $GSI$  [4]

Тоже самое можно сделать с использованием формул [43]:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{R_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \text{ (GPa) при } R_c \leq 100 \text{ МПа} \quad (1.6)$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \text{ (GPa) при } R_c > 100 \text{ МПа} \quad (1.7)$$

где  $D$  – параметр, характеризующий ухудшение свойств массива, вызванное техногенным воздействием (ведение взрывных работ, разгрузка при разработке котлованов и т.д.). Значение параметра  $D$  для различных случаев проходки тоннелей и разработки котлованов приведены в работе [43].

Геологический индекс прочности  $GSI$  можно определить по зависимости с учётом системы рейтинга горного массива  $RMR$ :

$$GSI = RMR - 5 \quad (1.8)$$

Прочность скального массива на одноосное сжатие и растяжение могут быть определены по следующим зависимостям:

$$\sigma'_{cm.c} = \sigma_{c.i} \cdot s^a \quad (1.9)$$

$$\sigma'_{cm.t} = \sigma_{c.i} \cdot \frac{s}{m_b} \quad (1.10)$$

Предложенная методика также может быть использована для определения модуля деформации массива:

$$E_m = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right) \quad (1.11)$$

- **Система определения прочности трещиноватого массива  $RMi$**

Классификационная система предложена А. Palmstrom в 1995 году [47,48]. Базируется на оценке прочности скального массива на определении индекса скального массива  $RMi$ . Значение индекса численно равно прочности скального массива на сжатие и определяется по формуле:

$$RMi = \sigma_{ci} \cdot J_p \quad (1.12)$$

где  $\sigma_{ci}$  – предел прочности на одноосное сжатие ненарушенного образца скального массива, МПа;  $J_p$  – параметр трещиноватости, характеризующий размер блоков скального массива, шероховатость, степень метаморфизма и размер трещин (принимает значение от 0 до 1).

Параметр  $J_p$  рассчитывается в зависимости от объема блоков скального массива и определяемых по таблицам параметров шероховатости  $j_R$ , геометрии  $j_L$  и метаморфизма  $j_A$  трещин. Классификация скальных массивов на основе параметра  $RMi$  приведена в таблице 1.4.

Таблица 1.4. Классификация породного массива на основе индекса  $RMi$ .

Классификация по $RMi$	Классификация по прочности скального массива	$RMi$
Исключительно низкий	Исключительно слабый	<0,001
Очень низкий	Очень слабый	0,001-0,01
Низкий	Слабый	0,01-0,1
Средней	Средний	0,1-1,0
Высокий	Крепкий	1,0-10,0
Очень высокий	Очень крепкий	10,0-100,0
Исключительно высокий	Исключительно крепкий	>100,0

Показатели классификационных систем основаны на экспертных оценках свойств скального массива, не имеют размерности, и не могут быть использованы в расчётах напряженно-деформированного состояния массива. Однако их можно связать с деформационными и прочностными характеристиками эмпирическими зависимостями.

Используя эти характеристики, можно выполнить первичный/оценочный расчёт деформационных свойств скальных грунтов. Следует отметить, что результаты, полученные с помощью различных зависимостей, даже в пределах одной и той же испытательной площадки, могут иметь заметный разброс [65]. Эмпирические зависимости справедливы только в тех случаях, когда скальный массив рассматривается как упругая изотропная среда [44].

В аналитических методах в большинстве случаев скальный массив рассматривает как эквивалентная, условно сплошная, упругая изотропная или анизотропная среда. Модули деформации такой среды интегрально учитывают деформационные характеристики составляющих её элементов. В случае скальных массивов это трещины, различного вида неоднородности, скальные отдельности и тому подобное. Для определения интегральных (эффективных) механических характеристик подобных структурно неоднородных сред применяются методы решения механики сплошного деформируемого изотропного или анизотропного тела.

Развитием аналитических методов расчёта деформационных характеристик скальных массивов занимались российские ученые, такие как С.Б. Ухов, А.Н. Власов, Б.Д. Зеленский, В.П. Мерзляков, М.Г. Зерцалов и др., а также зарубежные ученые R. Goodman, R. Yoshinaka, T. Yambe, P. Kulatilake, L. Zhang и др.

Использование аналитических методов определения деформационных свойств массива возможно при условии, если выполняется критерий квазисплошности.

Отмечается, что в косвенных методах может потребоваться использование деформационных свойств скальной отдельности и/или трещиноватого массива, полученные в результате лабораторных или натуральных испытаний.

В ряде работ скальный массив исследуется с помощью расчётных моделей, раздельно отражающих поведение, как скальных отдельностей, так и трещин. В этом случае в качестве упругих характеристик трещин используются значения нормальной -  $k_n$  и касательной -  $k_s$  жесткостей трещины.

Подобный подход впервые был предложен в работах R. Goodman, Taylor, Brekke, Duncan [40,41]. Позднее он использовался другими исследователями, например, R. Yoshinaka, T. Yamabe, А.Н. Власовым и В.П. Мерзляковым [3,8,9,57].

В работе А.Н. Власова [55] подход использован для решения задачи по определению интегральных эффективных деформационных характеристик среды, ослабленной системой плоско - параллельных трещин. Решение получено с использованием метода асимптотического усреднения [1] и выведенных на основе этого метода, зависимостей [3]. Следует отметить, что метод асимптотического усреднения является единственным, имеющим строгое математическое обоснование, методом оценки свойств структурно неоднородных сред, к числу которых относятся массивы скальных грунтов.

В трудах А.Н. Власова модель скального массива сводится к эффективной трансверсально-изотропной среде, рассечённой плоской трещиной, которая может быть, как незаполненной продуктами дробления породы, так и с заполнителем.

Формулы для вычисления деформационных характеристик элемента имеют вид:

$$\begin{aligned}
 E_{\perp} &= \frac{E_T E_o}{E_T + \alpha E} = \frac{\delta k_n E_o}{\delta k_n + \alpha E_o} = \frac{l k_n E_o}{l k_n + E_o}, \quad E_{\parallel} \approx E_o, \\
 G_{\perp} &= \frac{G_{12} G}{G_{12} + \alpha G} = \frac{\delta k_s G}{\delta k_s + \alpha G} = \frac{l k_s G}{l k_s + G}, \\
 G_{\parallel} &\approx G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad \nu_{\parallel, \perp} = \nu_{\parallel, \parallel} = \nu.
 \end{aligned}
 \tag{1.13}$$

где  $E_o$  – модуль ненарушенной скальной отдельности,  $E_{\perp}$ ,  $E_{\parallel}$  – эффективные модули упругости соответственно в направлениях ортогональном и параллельном плоскости трещин. Аналогично,  $G_{\perp}$ ,  $G_{\parallel}$  и  $\nu_{\perp}$ ,  $\nu_{\parallel}$  – эффективные модули сдвига и

коэффициенты Пуассона вдоль тех же направлений,  $k_n$  и  $k_s$  - нормальная и касательная жесткости трещин,  $\delta$  и  $\alpha$  - соответственно, абсолютная и относительная ширина их раскрытия,  $l$  - расстояние между трещинами (ширина слоя ненарушенного скального грунта).

Альтернативным подходом является развитие методов, в которых модуль деформации скального массива не рассматривается как эффективный. В этом случае, его значение определяется по формулам с учётом деформационных характеристик, как трещин, так и скальных отдельностей. Подобные методы представлены в трудах R. Goodman, R. Taylor, T. Brekke, R. Yoshinaka, T. Yamabe, M. Ebadi, S. Karomi Nasab, H. Jalalifar; А.Н. Власова, В.П. Мерзлякова.; М.Г. Зерцалова и Д.А. Власова [3,36,37,40,57].

Общим для всех аналитических решений является допущение, в соответствии с которым распределение напряжений и деформаций по рассматриваемому объёму в скальном массиве усредняется. Различие между ними заключается лишь в способах учёта в расчётной схеме содержащихся в массиве трещин.

Помимо всего прочего, следует учесть, что при определении характеристик скального массива модуль деформации меняется с увеличением нагрузки. Данное утверждение подтверждается диаграммами деформирования сложенного из гипсопесчаных блоков фрагмента, представленного в работе Р.А. Ширяева [23], а также результатами лабораторных испытаний горных пород S. Bandis [28].

В аналитическом методе нет возможности учесть изменение модуля деформации массива при изменении напряженного состояния, для расчётов принимается постоянная величина, что может существенно исказить напряженно-деформируемое состояние скального массива и реальную работу подземного сооружения с массивом.

## **1.2 Особенности взаимодействия скального массива с подземными сооружениями**

Существующие методы определения деформационных характеристик



скальных массивов предполагают их линейное деформирование. Учитывая это, взаимодействие подземного сооружения со скальным массивом характеризуется постоянной величиной модуля деформации, что не соответствует результатам экспериментов. Согласно результатам натуральных и лабораторных исследований С.Б. Ухова, Б.Д. Зеленского, Р.А. Ширяева, Н.М. Карпова, И.В. Придорогиной; Урустамбекова, Б.Э. Сакания и др., а также зарубежных учёных Z. Bieniawski, S. Bandis, A. Lumsden, N. Barton, K. Fukushima скальные массивы под нагрузкой деформируются нелинейно [19,23,32,38]. Анализ кривых деформирования  $\sigma = f(\varepsilon)$  показывает, что их с достаточной точностью можно разделить на три участка (рис. 1.3).

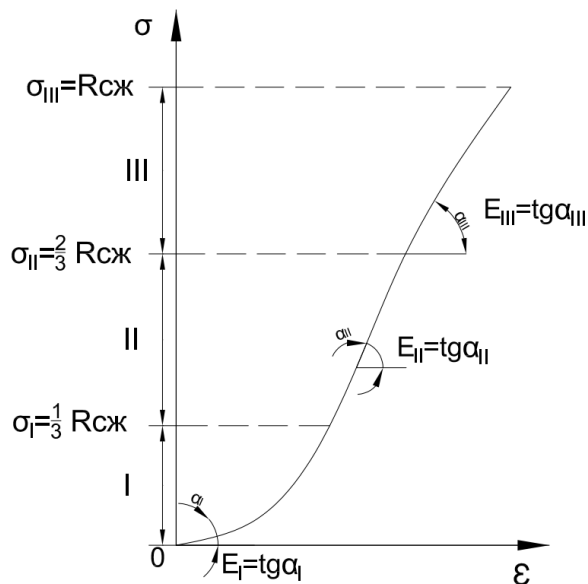


Рис. 1.3. Типичная кривая деформирования скальных массивов при одноосном сжатии.

Нелинейность первого участка обусловлена только смыканием трещин. В пределах второго участка деформирование массива - линейное, поскольку скальные отдельности деформируются практически упруго. Нелинейность третьего участка объясняется относительным сдвигом и поворотом по межблочным трещинам смежных скальных отдельностей и их разрушением. Результаты, указанных выше экспериментальных исследований, также показывают, что граница первого участка кривой деформирования определяется ориентировочно величиной напряжений сжатия, равной  $1/3$  прочности на

одноосное сжатие скальной отдельности ( $\sigma_1 = \frac{1}{3}R_{сж}$ ). Аналогично, граница второго участка соответствует напряжению, значение которого равно, также ориентировочно,  $2/3$  прочности на одноосное сжатие скальной отдельности.

Принимая во внимание выше сказанное, модуль деформации трещиноватого скального массива в действительности возрастает с ростом напряжений. Исходя из этого, необходимо разработать метод построения кривой  $\sigma = f(\varepsilon)$  для более обоснованного назначения величины модуля деформации скального массива, взаимодействующего с подземным сооружением. Это в свою очередь требует проведение исследований, учитывающих изменения уровня напряжений в массиве не только при изменении глубины заложения сооружения, но и геометрических размеров.

В последнее время в России наблюдается интенсивное применение конструкций из фибробетона. Целесообразность внедрения таких конструкций в подземном строительстве обусловлена тем, что мировой опыт и положительные результаты их применения в нашей стране позволяют обеспечить существенное сокращение затрат времени и труда при строительстве при устройстве обделок подземных сооружений.

Вместе с тем, в настоящее время в нормативных документах недостаточно подробно отражены вопросы трещинообразования и трещиностойкости конструкций фибробетонных обделок подземных сооружений.

### 1.3 Выводы по первой главе

1. Скальный массив обладает отличительными особенностями строения, структуры, характеризующимися наличием анизотропии, неоднородностью и трещиноватостью, которые приводят к возникновению масштабного эффекта. Проблема масштабный эффект проявляется в том, что с изменением рассматриваемого объёма скального массива, изменяются его физико-механические характеристики.

2. Методы определения модуля деформации скальных массивов подразделяются на прямые и косвенные. К прямым относят методы натуральных

испытаний, как статические, так и динамические. Косвенные методы определения деформационных характеристик скального массива можно разделить на эмпирические и аналитические. Как правило, расчётные механические характеристики скальных массивов определяются на основе анализа и обобщения результатов, полученных с помощью указанных методов.

3. При определении деформационных характеристик массивов указанными методами, они моделируется условно сплошной, однородной средой, однако, критерий, при котором рассматриваемый скальный объём отвечает этому допущению, отсутствует.

4. Механические характеристики, определяемые рассмотренными методами, рассчитываются из допущения линейного деформирования массива при увеличении нагрузки. В то же время, экспериментальные исследования показывают, что из-за наличия структурных особенностей и трещиноватости скальные массивы деформируются существенно нелинейно.

5. Так как с увеличением глубины заложения подземных сооружений, напряжения в массиве увеличиваются, необходимо исследовать, как этот фактор, а также изменение форм и размеров сооружений будут влиять на величину модуля деформации скального массива.

6. Увеличение объёмов использования фибробетона в нашей стране в подземном строительстве показало возможность существенного снижения затрат труда и времени при устройстве обделок подземных сооружений. Вместе с тем, в настоящее время в нормативных документах недостаточно подробно отражены вопросы трещинообразования и трещиностойкости конструкций фибробетонных обделок подземных сооружений.

## ГЛАВА 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

### 2.1. Применение метода конечных элементов совместно с методом планирования эксперимента

Наиболее эффективным способом решения геомеханических и геотехнических задач, связанных с определением изменения НДС грунтового массива и подземных сооружений, является метод конечных элементов (далее МКЭ).

Исследования и реализация МКЭ выполнялись на базе современной и сертифицированной в РФ компьютерной программе геотехнических расчетов ZSoil.PC 2020 (Швейцария). Компьютерная программа ZSoil.PC 2020, основанная на методе конечных элементов, позволяют учитывать свойства грунтов и конструкционных материалов, последовательность возведения сооружений и т.д. с реализацией расчёта на персональных электронных вычислительных машинах (далее ЭВМ). Программа успешно эксплуатируется более чем в 2000 организациях во многих странах мира. Благодаря накопленному опыту, программа ZSoil.PC 2020 в настоящее время обеспечивает надежное решение задач механики скальных пород и механики грунтов в рамках единого подхода.

Совместное использование МКЭ и метод планирования эксперимента (далее МПЭ) позволяет учитывать разнообразные факторы и от решения частной задачи перейти к общему решению задачи с получением конкретных зависимостей. При реализации МПЭ создается матрица планирования эксперимента, определяемая минимальное количество производимых расчетов (численных экспериментов) для выявления зависимости изменения искомого значения (функции отклика) от изменения выбранных факторов в пределах интервала их варьирования.

## 2.2. Описание расчетных моделей

### 2.2.1. Моделирование блочных моделей трещиноватых скальных массивов

Задача определения деформирования трещиноватых скальных массивов решалась численным методом в условиях упругой двухмерной задачи. Для исследования принимался фрагмент, ослабленный системой плоскопараллельных трещин. При решении задачи использовалась сетка 4-х угольных конечных элементов, моделирующую изотропный фрагмент массива; контактный элемент для моделирования трещин; граничные условия.

Для учета возможности развития сдвиговых деформаций на контакте цельных/ненарушенных блоков в теле фрагмента использовался контактный элемент (рис. 2.1).

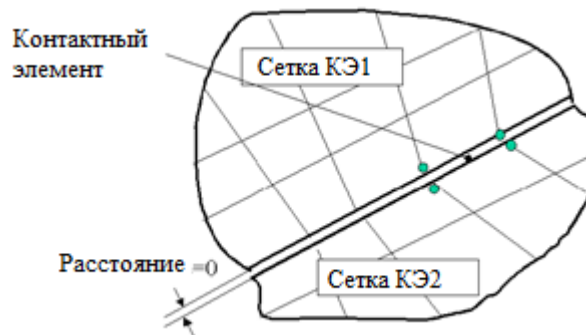


Рис. 2.1. Общий вид контактного элемента

Механические характеристики контактного элемента принимались следующим образом:

- при исследовании деформационных характеристик фрагмента в рамках первого участка деформирования значение нормальной жесткости принималась на основании опытных данных, представленных в трудах [17,28,45,58]. Значения  $k_n$  изменяются в пределах 1,7 – 55,5 МПа/мм;

- при исследовании деформационных характеристик в рамках второго участка деформирования значение нормальной жесткости принималось постоянной величиной, соответствующей моменту полного смыкания трещин-

Касательных жёсткостей  $k_s$  на всех рассмотренных участках деформирования подсчитывались по формуле теории упругости.

Более подробная информация о характеристиках контактного элемента представлена в 3 главе.

В исследованиях рассматривались фрагменты размером  $1 \times 1 \text{ м}^2$  и штамповые модели -  $5 \times 2 \text{ м}^2$ , которые в процессе численного моделирования нагружались ступенями распределенной нагрузкой. При выполнении расчётов, учитывался собственный вес грунтового массива.

Граничные условия задавались стандартным образом — путем фиксации боковых границ геометрической модели (отсутствие горизонтальных перемещений), и нижней границы (отсутствие горизонтальных и вертикальных перемещений).

Модуль деформации трещиноватого массива подсчитывался по средней величине осадок точек верхней грани фрагмента или штамповой модели.

### **2.2.2. Моделирование работы системы «подземное сооружение-скальный массив»**

Задача определения НДС системы «подземное сооружение – скальный массив» решалась в плоской постановке (в условиях плоской деформации) с учётом физической нелинейности вмещающего массива. При решении задачи использовалась сетка 4-х угольных конечных элементов, моделирующую изотропный массив грунта и обделку возводимого сооружения; граничные условия.

Поведение грунтов описывается моделью Ноек-Brown. Зависимость между наибольшим ( $\sigma_1$ ) и наименьшим ( $\sigma_3$ ) эффективным главным напряжением (обобщенный критерий прочности) представляется в следующем виде:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.1)$$

где  $\sigma_{ci}$  - прочность ненарушенного образца скальной породы на одноосное сжатие,

$m_b$ ,  $s$ ,  $a$  – безразмерные константы горной породы, которые определяются по формулам:

$$m_b = m_i \cdot \exp \left[ \frac{(GSI - 100)}{28 - 14D} \right] \quad (2.2)$$

$$s = \exp \left[ \frac{(GSI - 100)}{9 - 3D} \right] \quad (2.3)$$

$$\alpha = 0.5 + (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \cdot 1/6 \quad (2.4)$$

где  $m_i$  – параметр ненарушенной породы, GSI — геологический индекс прочности Hoek-Brown (Geological Strength Index), D — коэффициент нарушения ( $m_i$ , GSI, D — эмпирические константы, определяемые в соответствии с результатами экспериментальных натуральных и лабораторных испытаний и связывающие физико-механические свойства грунта с его структурными особенностями, степенью трещиноватости и т.д.), e — основание натурального логарифма (число «e»).

Размеры расчетной области назначались из условия отсутствия воздействия от механических процессов и установлению природного напряженного состояния.

Граничные условия задавались стандартным образом — путем фиксации боковых и нижних границ модели.

При выполнении расчётов, учитывался собственный вес конструкций и грунтового массива.

Численный расчет для разработанной конечно-элементной модели ведется в два этапа. Первый этап включает расчет начального напряженно-деформированного состояния, предшествующего строительству подземного сооружения. На данном этапе определяются все действующие напряжения от действия внешних сил и собственного веса конечных элементов. Посчитанные на первом этапе деформации обнуляются, поскольку они уже реализовались до начала процесса разработки котлована. Второй этап является основным. На данном этапе расчет ведется для заданного количества шагов, соответствующему технологической последовательности устройства обделки сооружения и поэтапной разработки грунта, при котором полученные значения напряжений, перемещений, зон пластических деформаций и т.д. используются в расчете

следующего шага.

### 2.3. Множественный регрессионный анализ

#### 2.3.1. Общие понятия и принципы при использовании множественного регрессионного анализа

Для исследования геомеханических процессов в рамках поставленных задач большое значение имеет изучение факторов, оказывающих существенное влияние на взаимодействие блоков в имитирующем трещиноватый скальный массив фрагменте, а также тоннельной обделки с окружающим скальным массивом. Важно изучить вклад каждого отдельного фактора, влияющего на изменение НДС массива и обделки, а также получить математические зависимости для вычисления функции отклика от выбранных факторов. В процессе исследований, необходимо установить относительную степень влияния каждого фактора и понять какие из них оказывают наибольшее воздействие на функцию отклика.

Метод планирования эксперимента, представляющий собой процедуру выбора числа и условий проведения опытов для получения математической модели процесса, позволяет решить поставленные задачи. Составление программы проведения опытов на основе метода планирования эксперимента обеспечивает минимизацию числа опытов; одновременное варьирование всех переменных (факторов), определяющих процесс; выбор четкой стратегии, позволяющей принимать обоснованные решения после каждой серии экспериментов.

Метод планирования эксперимента также позволяет путем математической обработки результатов эксперимента получить математическую модель исследуемых зависимостей, которая в общем виде представляется полиномом  $n$ -степени (отрезком ряда Тейлора), в который разлагается неизвестная функция:

$$y(x_1, \dots, x_n) = b_0 + \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^n b_i \cdot x_i + \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^n b_{ij} \cdot x_i \cdot x_j + \sum_{i=1}^n b_{ij} \cdot x_i^2 + \dots \quad (2.5)$$



где  $b_0$  — свободный член;

$b_i$  — линейные эффекты;

$b_{ij}$  — эффекты парного взаимодействия;

$b_{ii}$  — квадратичные эффекты.

Действительный характер исследуемых зависимостей заранее не известен, но при решении практических задач достаточно получить приближенное решение, обеспеченное с той или иной долей вероятности, значение которой принимается заранее. При обработке результатов эксперимента на начальном этапе пользуются уравнениями первой степени (линейными зависимостями), а в дальнейшем при необходимости могут использоваться полиномы второго порядка.

При использовании метода планирования эксперимента, важным моментом является выбор основных независимых факторов, влияющих на выходной параметр (функцию отклика), и уровней (верхнего и нижнего) пределов их варьирования. Чрезмерное насыщение матрицы планирования исследуемыми факторами приводит к получению слишком громоздких зависимостей и увеличению сроков проведения эксперимента. Факторы, оказывающие незначительное влияние на функцию отклика, должны отсеиваться на предварительной стадии расчётов.

Каждый фактор имеет область определения – совокупность всех значений, которые он может принимать, ограниченную верхним и нижним уровнями варьирования факторов. Среднее значение верхнего и нижнего уровней варьирования факторов называют основным или нулевым уровнем, при этом экстраполяция за пределы верхнего и нижнего уровней запрещена. Выбор интервалов варьирования факторов является не менее важной задачей, чем само их определение по той причине, что чрезмерное их увеличение может привести к необходимости перехода от линейных к квадратичным и более сложным зависимостям, что не всегда реализуемо на практике.

Важной особенностью метода планирования эксперимента также является переход к безразмерной системе координат, в которой верхнему уровню

соответствует значению фактора «+1», нижнему уровню – «-1», а координаты центра равны нулю и совпадают с началом координат.

Переход от натуральных к безразмерным координатам осуществлялся по уравнению 2.6 в общем виде:

$$X_i = \frac{X_i - X_{i0}}{\Delta X_i} \quad (2.6)$$

где  $X_i$  – значения факторов на (верхнем или нижнем уровнях варьирования);

$X_{i0}$  – значение факторов на основном уровне варьирования;

$\Delta X_i$  – интервал варьирования.

Изменение исследуемых функции в рамках данной работы носит линейный характер, поэтому было принято применить полный факторный эксперимент с получением линейной зависимости выраженной параметрическими уравнением регрессии:

Для трехфакторного эксперимента:

$$Y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3 + b_4 X_1 X_2 + b_5 X_1 X_3 + b_6 X_2 X_3 \quad (2.7)$$

Для четырехфакторного эксперимента:

$$Y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3 + b_4 X_4 + b_5 X_1 X_2 + b_6 X_1 X_3 + b_7 X_1 X_4 + b_8 X_2 X_3 + b_9 X_2 X_4 + b_{10} X_3 X_4 \quad (2.8)$$

Для рассматриваемого варианта зависимостей применяют полный факторный эксперимент, планирование которого производят на двух уровнях: верхнем (+1) и нижнем (-1). Число опытов  $N$  зависит от числа факторов  $k$  и равно:

$$N = 2^k \quad (2.9)$$

Расчёты в рамках исследования выполнялись согласно составленным матрицам планирования эксперимента для трех и четырех факторов на двух уровнях варьирования (матрица вида  $2^3$  и  $2^4$ ).

Таблица 2.2. Матрица полного факторного эксперимента  $2^3$  для получения линейной зависимости при трехфакторном эксперименте

№ опыта	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	Y
1	-	-	-	Y <sub>1</sub>
2	+	-	-	Y <sub>2</sub>
3	-	+	-	Y <sub>3</sub>
4	+	+	-	Y <sub>4</sub>
5	-	-	+	Y <sub>5</sub>
6	+	-	+	Y <sub>6</sub>
7	-	+	+	Y <sub>7</sub>
8	+	+	+	Y <sub>8</sub>

Таблица 2.3. Матрица полного факторного эксперимента  $2^4$  для получения линейной зависимости изменения при четырехфакторном эксперименте

№ опыта	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	Y
1	-	-	-	-	Y <sub>1</sub>
2	+	-	-	-	Y <sub>2</sub>
3	-	+	-	-	Y <sub>3</sub>
4	+	+	-	-	Y <sub>4</sub>
5	-	-	+	-	Y <sub>5</sub>
6	+	-	+	-	Y <sub>6</sub>
7	-	+	+	-	Y <sub>7</sub>
8	+	+	+	-	Y <sub>8</sub>
9	-	-	-	+	Y <sub>9</sub>
10	+	-	-	+	Y <sub>10</sub>
11	-	+	-	+	Y <sub>11</sub>
12	+	+	-	+	Y <sub>12</sub>
13	-	-	+	+	Y <sub>13</sub>
14	+	-	+	+	Y <sub>14</sub>
15	-	+	+	+	Y <sub>15</sub>
16	+	+	+	+	Y <sub>16</sub>

После проведения численных расчетов и получения результатов, были выполнены вычисления коэффициентов уравнений регрессии.

При линейной зависимости свободный член  $b_0$  определяют по формуле:

$$b_0 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N y_j, \quad (2.10)$$

Коэффициенты регрессии, характеризующие линейные эффекты, вычисляют по формуле:

$$b_j = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_{ji} y_i, \quad (2.11)$$

Коэффициенты регрессии, характеризующие эффекты взаимодействия, определяют по формуле:

$$b_{ij} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i x_j)_i y_i, \quad (2.12)$$

где  $i$  – номер факторов;  $j$  – номер строки или опыта в матрице планирования;  $y_j$  – значение отклика в  $j$  – м опыте;  $x_{ij}$ ,  $x_{lj}$  – кодированные значения ( $\pm 1$ ) факторов  $i$  и  $j$  – м опыте.

Значения коэффициентов  $T_1 \dots T_6$  для трехфакторного эксперимента равны:  $T_1=0,1832$ ;  $T_2=0,0704$ ;  $T_3=0,1$ ;  $T_4=0,5$ ;  $T_5=-0,1268$ ;  $T_6=0,125$ ; четырехфакторного эксперимента -  $T_1=0,2292$ ;  $T_2=0,0625$ ;  $T_3=0,0556$ ;  $T_4=0,5$ ;  $T_5=-0,1042$ ;  $T_6=0,0625$ .

Завершающим этапом метода планирования эксперимента является статистический анализ получаемых параметрических уравнений регрессии, который позволит оценить правильность выбранного вида зависимостей.

Для проверки адекватности полученных уравнений требуется проведение дополнительного опыта, где значениях факторов находятся на основном уровне варьирования ( $X_i=0$ ) и все члены полинома, кроме свободного члена  $b_0$ , равны

нулю. Дополнительный опыт проводится аналогично тем, которые были предусмотрены факторным планом, однако характеристики расчетной модели должны соответствовать значениям  $X_1=0$ ,  $X_2=0$ ,  $X_3=0$  и  $X_4=0$ . По результатам фиксируется значение функции отклика.

Среднеарифметическое значение выходного параметра  $\bar{y}_u$  при проведении опытов в нулевых точках и при расчете по уравнению регрессии определяем по формуле:

$$\bar{y}_u = \frac{y_{u0} + y_{up}}{2}, \quad (2.13)$$

Дисперсию воспроизводимости выходного параметра рассчитываем по формуле:

$$S_{(y_0)}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_{u0} - \bar{y}_u)^2}{n_0 - 1}, \quad (2.14)$$

где  $n_0$  – число нулевых точек.

Среднеквадратическое отклонение выходного параметра рассчитываем по формуле:

$$s_{(y_0)} = \sqrt{S_{(y_0)}^2}, \quad (2.15)$$

Среднеквадратическую ошибку при определении коэффициентов рассчитывает по формуле:

$$s_{(b_i)} = \frac{S_{(y_0)}}{\sqrt{N_1}}, \quad (2.16)$$

где  $N_1$  – число точек в линейной части плана.

Значение критерия Стьюдента  $t_p$  для каждого коэффициента уравнения регрессии рассчитывают по формуле:

$$t_{p(b_i)} = \frac{|b_i|}{s_{(b_i)}}, \quad (2.17)$$

Коэффициенты считают значимыми, если расчетное значение критерия Стьюдента  $t_p$  больше значения  $t_T$ , определяемого по специальной таблице в зависимости от заданного уровня значимости и числа степеней свободы  $f(y)$ .

Уровень значимости примем 0,1, что с достаточной степенью точности соответствует решению поставленной задачи с использованием МКЭ и МПЭ.

Число степеней свободы при проведении опытов в нулевых точках рассчитывают по формуле:

$$f(y) = n_0 - 1, \quad (2.18)$$

Незначимые коэффициенты могут быть исключены из уравнения, так как их вклад в конечное значение функции мал для данного уровня значимости и ими можно пренебречь.

Далее необходимо выполнить проверку адекватности полученных уравнений регрессии.

Для начала необходимо выполнить расчёт дисперсии адекватности  $S_{ад}^2$  по представленной ниже формуле:

$$S_{ад}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y} - \bar{y})^2}{N_1 - m}, \quad (2.19)$$

где  $m$  – число значимых коэффициентов

$\hat{y}$  - расчетное значение выходного параметра.

Далее рассчитывается критерий Фишера.

При  $S_{ад}^2 > S_{(y_0)}^2$  по формуле:

$$F_p = \frac{S_{ад}^2}{S_{(y_0)}^2}, \quad (2.20)$$

При  $S_{ад}^2 < S_{(y_0)}^2$  по формуле:

$$F_p = \frac{S_{(y_0)}^2}{S_{ад}^2}, \quad (2.21)$$

Табличное значение критерия Фишера  $F_T$  находят по специальной таблице в зависимости от принятой доверительной вероятности 95...90% и числа степеней свободы, которые определяются по формуле:

$$f_{аа} = N_1 - m, \quad (2.22)$$

При условии  $F_p < F_T$ , то уравнение считается адекватным.

В случае невыполнения условий адекватности, необходимо изменить

значения факторов или использовать нелинейную зависимость.

Определение коэффициента детерминации, необходимо для оценки соответствия, полученного уравнение регрессии моделируемой зависимости.

$$R^2 = \frac{\sum(y_x - \bar{y})^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2} = 1 - \frac{\sum(y_x - \bar{y})^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2}, \quad (2.23)$$

$$R^2 = r_{yx}^2; 0 \leq R^2 \leq 1$$

Уравнение считается адекватным, если  $R^2 \geq 0,8$ .

Выбранный метод исследования, основанный на совместном использовании МКЭ и МПЭ, позволяет получать уравнения, описывающие изменение искомой величины (функции отклика) с учетом всех необходимых факторов, при этом проводя минимально необходимое количество экспериментов (численных расчетов). Данный метод впервые был применен Л.Н. Рассказовым.

### **2.3.2. Использование множественного регрессионного анализа при определении деформационных характеристик блочных сред**

Анализ выполненных ранее исследований позволил выявить важнейшие факторы, влияющие на деформационные характеристики скальных массивов.

Фактор №1 (X1): Модуль упругости скальной отдельности –  $E_o$ , МПа;

Фактор №2 (X2): Показатель качества породы –  $RQD$ , безразмерная величина;

Фактор №3 (X3): Угол поворота системы взаимно-ортогональных трещин к направлению действия силы –  $\alpha$ , градус.

Интервал варьирования модуля упругости скальной отдельности (фактор №1) был принят от 1000 МПа до 100 000 МПа, что согласно книге Зерцалова [4] соответствует скальным грунтам малой и средней прочности, встречаемых повсеместно на территории России.

Интервал варьирования показателя качества массива  $RQD$  (фактор №2) был принят от 25% до 85%, что соответствует принятой частоте трещин из условия выполнения критерия квазисплошности.

Интервал варьирования угла поворота системы взаимно-ортогональных

трещин к направлению действия силы (фактор №3) принят от 0° до 45°. Выбранный интервал позволяет охватить все возможные расчётные сценарии.

Таблица 2.4. Значения факторов (входных параметров)

Наименование	Факторы		
	X <sub>1</sub> , МПа	X <sub>2</sub> , б/р	X <sub>3</sub> , град.
Основной уровень (0)	50500	55	22,5
Интервал варьирования	49500	30	22,5
Верхний уровень (+)	100000	85	45
Нижний уровень (-)	1000	25	0

### 2.3.3. Использование множественного регрессионного анализа при исследовании НДС системы «подземное сооружение-скальный массив»

Предварительные расчёты [6,21,61], а также инженерный опыт позволили установить важнейшие факторы, влияющие на НДС системы «подземное сооружений - скальный массив».

Фактор №1 (X1): Отношение модуля упругости бетона материала обделки тоннеля к эффективному модулю деформации скального массива –  $\frac{E_{бет}}{E_m}$ , безразмерная величина;

Фактор №2 (X2): Глубина заложения шельги свода подземного сооружения –  $H$ , м;

Фактор №3 (X3): отношение ширины горной выработки к её высоте –  $\frac{b}{h}$ , безразмерная величина;

Фактор №4 (X4): Коэффициент бокового давления грунта –  $\lambda$ , безразмерная величина.

Интервал варьирования отношения модуля упругости бетона материала обделки подземного сооружения к эффективному модулю деформации скального массива (фактора №1) был принят от 8 до 32 на основании уже проведенных



исследований.

Интервал варьирования глубины заложения шельги свода тоннеля (фактор №2) был принят от 30 м до 150 м на основе опыта строительства подземных сооружений транспортного назначения в трещиноватых скальных грунтах [11].

Интервал варьирования отношение ширины горной выработки к её высоте (фактор №3) был принят от 0,5 до 2,0 также на основе опыта строительства подземных сооружений транспортного назначения [11].

Интервал варьирования коэффициента бокового давления грунта (фактор №4) принят от 0,2 до 0,9 на основании выполненных исследований Резы и Привалова [15,16].

Таблица 2.5. Значения факторов (входных параметров).

Наименование	Факторы			
	$X_1$ , б/р	$X_2$ , м	$X_3$ , б/р	$X_4$ , б/р
Основной уровень (0)	20	90	1,25	0,55
Интервал варьирования	12	60	0,75	0,35
Верхний уровень (+)	32	150	2,0	0,9
Нижний уровень (-)	8	30	0,5	0,2

## 2.5. Выводы по второй главе

1. Обосновано применение метода конечных элементов совместно с методом планирования эксперимента для исследования деформирования трещиноватых скальных массивов на примере блочных моделей и изменения напряженно-деформированного состояния системы «подземное сооружение – скальный массив».

2. На основе анализа литературных источников, лабораторных и натуральных опытов, а также предварительных расчетов определены независимые факторы, оказывающие наибольшее влияние на деформационные свойства скальных массивов и НДС системы «подземное сооружение - скальный массив».

3. Разработаны численные модели на базе геотехнического комплекса ZSoil.PC 2020 для исследования деформационных свойств скальных массивов и НДС системы «подземное сооружение - скальный массив».

4. Предложен способ подсчета модуля деформации трещиноватого скального массива, основанный на анализе результатов расчётов фрагментов и штамповых моделей.

5. Определены принципы использования множественного регрессионного анализа для решения поставленных задач. Выбран характер факторного эксперимента для поиска искомых зависимостей.

### ГЛАВА 3. ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СКАЛЬНОГО МАССИВА ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ РАСЧЁТНОГО ФРАГМЕНТА

#### 3.1 Цель и задачи исследования

В практике строительства инженерных сооружений, взаимодействующих со скальными грунтами, очень часто, скальный массив представляет собой среду, ослабленную системой взаимно - ортогональных трещин (блочная структура).

Существующие прямые и косвенные методы зачастую не могут дать значения деформационных характеристик, соответствующие реальной работе скального массива под нагрузкой. Основным недостатком производства лабораторных и натурных испытаний является отсутствие возможности учесть масштабный фактор, структуру массива, а также конструктивные особенности применяемого оборудования, которые приводят к большому разбросу получаемых результатов. Во всех используемых в настоящее время методах определения модуля деформации скальный массив рассматривается как однородная, условно сплошная, изотропная или анизотропная среда. Однако, критерий использования указанного допущения отсутствует. Кроме того, массив рассматривается как линейно деформируемая среда, модуль деформации которой является постоянной величиной, хотя как указывалось выше, экспериментальные исследования показывают существенную нелинейность зависимости между напряжениями и деформациями (рис.1.3), что приводит к изменению модуля деформации скального массива с изменением его напряженно деформированного состояния.

В работе предлагается метод, учитывающий нелинейное деформирование скального массива и позволяющий расчётным путем смоделировать кривую  $\sigma = f(\varepsilon)$ , аналогичную кривой, построенной по результатам натурных испытаний. Исследования проводились с использованием численного моделирования, как на блочных фрагментах (в условиях одноосного сжатия), так и на моделях, воспроизводящих реальные штамповые опыты.

Численное моделирование проводилось с учётом *представительности* рассматриваемого объёма скального массива.

Представительность объёма учитывает соотношение характерного размера исследуемого блока скального массива к размеру составляющих его структурных элементов. В работе С.Б. Ухова [20] дано строгое математическое обоснование размера представительного объёма, который определяется критерием квазиплощности, как соотношение характерного размера представительного блока к размеру составляющих его структурных элементов.

При расчёте взаимодействия сооружений со скальным массивом в качестве размера представительного объёма принимается характерный размер сооружения -  $B$  (пролёт подземной выработки, ширина фундамента сооружения, высота откоса и т.п.). Согласно [20] в практических расчётах исследуемый объём можно рассматривать представительным, если отношение  $\eta = B/b$  (где  $b$  – размер скальной отдельности), при принятой в инженерных расчётах точности 10%, будет больше 11 ( $\eta_{кр10\%} = B/b \geq 11$ ).

В то же время, в книге С.Б. Ухова [20] отмечается, что критерий  $\eta_{кр10\%}$  является необходимым, но недостаточным условием представительности объёма. В каждом конкретном случае, его значение необходимо уточнять, поскольку на величину критерия в значительной степени также влияют деформационные характеристики, как трещин, так и скальных отдельностей.

### **3.2 Исследование деформационных характеристик скальных массивов на примере блочных фрагментов**

Исследование деформирование образца трещиноватого скального массива проводились в условиях упругой двухмерной постановки фрагментов, ослабленных системой взаимно ортогональных трещин, в которых одна из систем параллельно сжимающей нагрузке при условии ограничения смещений боковых граней (условия одометра).

Модули деформации фрагментов определялись численным методом с

использованием программного комплекса Z-Soil и сопоставлялись с результатами, полученными аналитическим путём с использованием зависимостей А.Н. Власова (1.13).

Сопоставление полученных результатов проведённых исследований позволило оценить обоснованность и точность аналитического решения, предложенного в [55].

В численных расчётах трещины исследуемых фрагментов моделировались с помощью контактного элемента, впервые предложенного и описанного в работе R. Goodman [55]. Достоинство указанного элемента заключается в возможности вычисления относительных смещений стенок трещины, что позволяет, зная значения нормальной  $k_n$  и касательной  $k_s$  жесткостей, определить в трещине нормальные и касательные напряжения.

В исследованиях рассматривались фрагменты, размером  $1 \times 1 \text{ м}^2$ , которые в процессе численного моделирования нагружались ступенями в направлении нормально одной из плоскостей трещин (рис. 3.1). Все расчёты выполнялись для случаев, в которых частота трещин фрагмента  $\lambda$  (число трещин на 1 м) увеличивалась и соответственно в выполненных численных опытах составляла:  $\lambda=7$ ;  $\lambda=10$ ;  $\lambda=17$  и  $\lambda=26$ , что соответствовало увеличению числа содержащихся в нём слоёв ненарушенного материала: 8, 11, 18 и 27 слоёв. Предложенная S. Priest и J. Hudson зависимость [49], представленная на рисунке 1.1, показывает, что принятые значения частоты трещин -  $\lambda$  соответствуют следующим значениям показателя качества рассматриваемой области фрагмента  $RQD$ : 85%, 75%, 50% и 25%.

В первой серия расчётов исследовались фрагменты, ослабленные системой плоскопараллельных трещин, нормальной к действию сжимающей нагрузки. Характерная картина деформирования и изополя вертикальных перемещений точек слоистого образца представлены на рис.3.2.

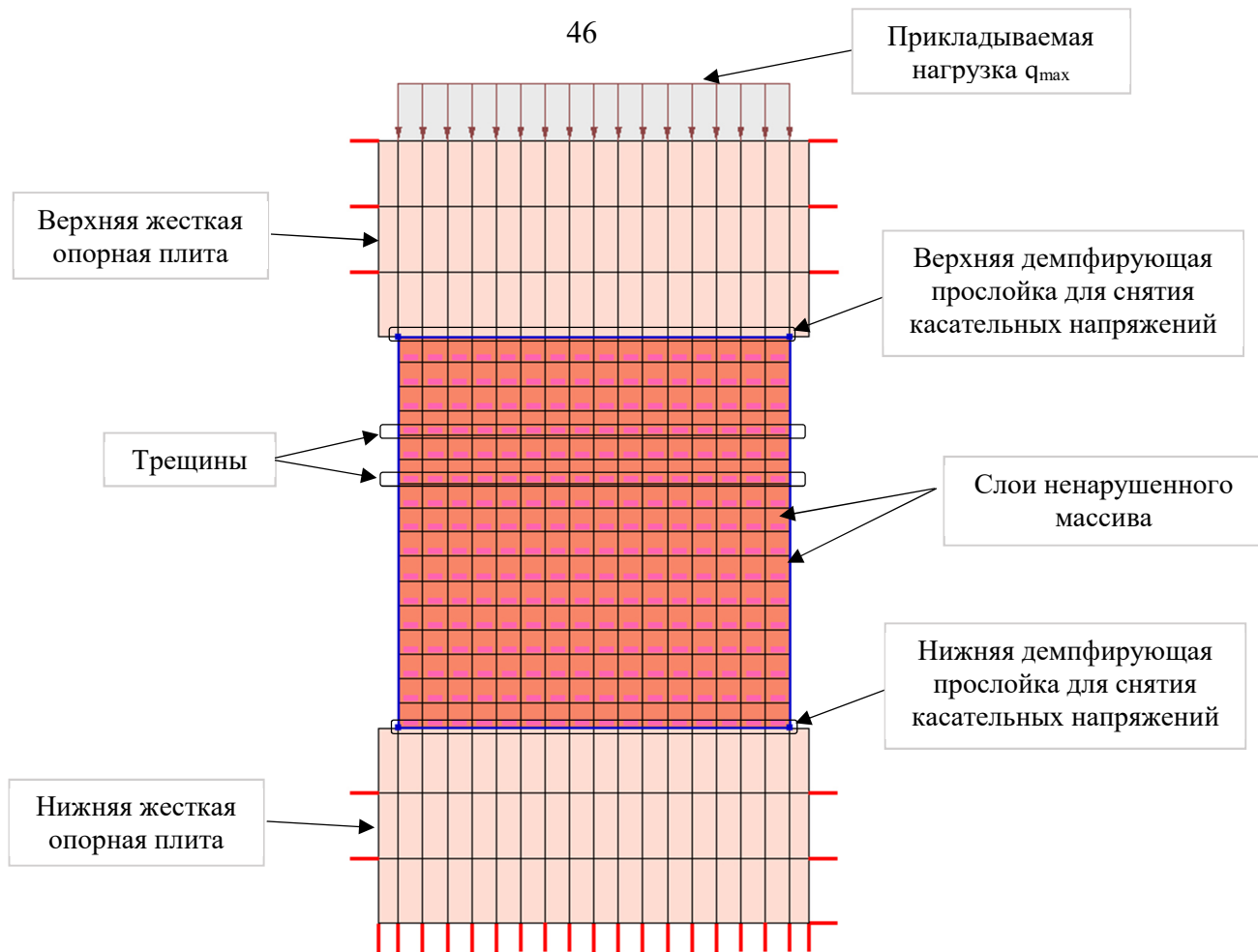
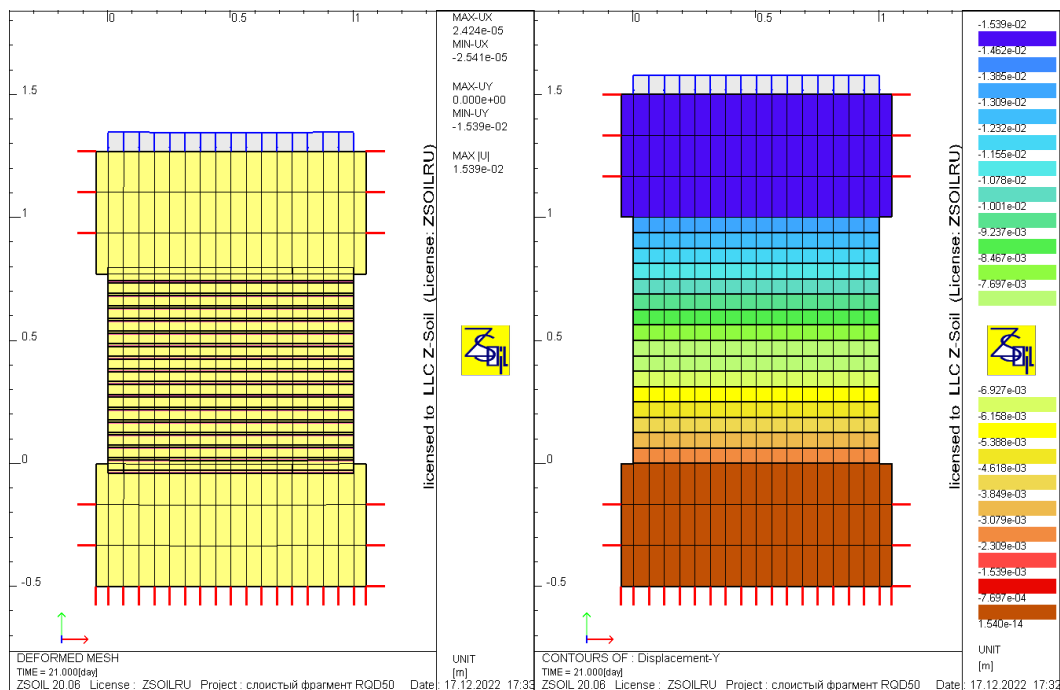


Рис. 3.1. Расчётный слоистый фрагмент



а) масштаб увеличен в 15 раз

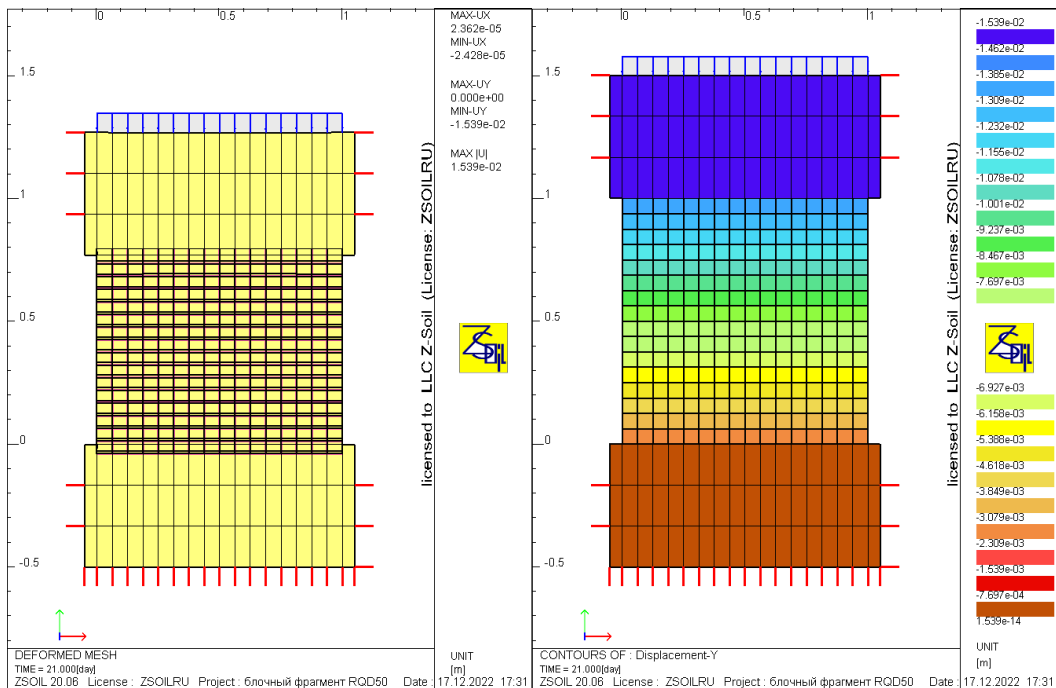
б)

Рис. 3.2. Схема деформирования (а) и изополя вертикальных перемещений точек (б) слоистого фрагмента

Слоистое строение достаточно характерно для скальных массивов. Вместе с тем, как указывалось выше, в практике строительства не менее часто встречаются массивы, имеющие блочную структуру. Учитывая это, была выполнена ещё одна серия расчётов для изучения деформирования блочных фрагментов, ослабленных двумя, нормально ориентированными друг к другу, системами трещин (рис. 3.3). Характерная картина деформирования и изополя вертикальных перемещений точек блочного образца представлены на рис. 3.4.



Рис. 3.3. Расчётный блочный фрагмент



а) масштаб увеличен в 15 раз

б)

Рис. 3.4. Схема деформирования (а) и изополя вертикальных перемещений точек (б) слоистого фрагмента

Исследуемые фрагменты состояли из структурных элементов (слоёв или блоков), значения модуля упругости  $E_o$  которых соответствовали скальным грунтам малой и средней прочности и варьировались в пределах от 1000 МПа до 100000 МПа. Значения варьирования модулем упругости скальной отдельности приняты на основании проведенных испытаний и справочных данных [4,5,60].

В связи с отсутствием рекомендаций в отечественных нормативных документах, значения начальной нормальной жёсткости  $k_n$  назначались на основании данных, представленных в работах В.И. Речицкого и S. Bandis [17,29], которые показывают, что в трещинах скальных грунтов малой и средней прочности значения начальной жёсткости  $k_n$  изменяются ориентировочно в пределах 1,7 – 55,5 МПа/мм. Касательная жёсткость  $k_s$  в расчётах не учитывалась, поскольку предварительные исследования показали, что в рассматриваемых случаях на деформационные свойства фрагментов она влияния не оказывает.

Результаты аналитических и численных расчётов слоистых и блочных фрагментов приведены в таблицах 3.1 и 3.2 и подтверждают положение о представительности объёма, описанного в п.3.1 и [20], а также подчеркивают



необходимость определения значений деформационных характеристик скальных отдельностей (блоков) и межблочных трещин -  $E_o$  и  $k_n$ .

Таблица 3.1. Результаты расчётов фрагментов с модулем упругости скальной отдельности  $E_o = 1000$  МПа [5,60,63].

$E_o$ , МПа	$RQD$ , %	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/блоков	$K_n$ , МПа/мм	$E_L$ , МПа Аналитический расчёт	$E_m$ , МПа Численный расчёт Слоистый фрагмент	$E_m$ , МПа Численный расчёт Блочный фрагмент. Ортогональная система трещин	Разница между результатами аналитического и численного расчётов с ортогональной системой трещин, %
1 000	85	7	8	49	860	924	925	7.5
	75	10	11	9.7	492	525	526	7.0
	50	17	18	3.3	171	182	182	6.4
	25	26	27	1.7	59	61	61	3.4

Таблица 3.2. Результаты расчётов фрагментов с модулем упругости скальной отдельности  $E_o = 100000$  МПа [5,60,63].

$E_o$ , МПа	$RQD$ , %	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/блоков	$K_n$ , МПа/мм	$E_L$ , МПа Аналитический расчёт	$E_m$ , МПа Численный расчёт Слоистый фрагмент	$E_m$ , МПа Численный расчёт Блочный фрагмент. Ортогональная система трещин	Разница между результатами аналитического и численного расчётов с ортогональной системой трещин, %
100 000	85	7	8	55.5	6487	7375	7380	13.8
	75	10	11	50	4762	5229	5230	9.8
	50	17	18	28	1720	1835	1835	6.7
	25	26	27	17	626	650	650	3.8

Анализ полученных результатов расчётов показал, что точность сходимости

результатов аналитических и численных расчётов уменьшается в пределах 3,4% – 13,8 % с уменьшением значений критерия квазисплошности и увеличением значений деформационных характеристик скальных отдельностей и трещин. Так при точности расчётов в 10%, у фрагментов с модулем упругости структурного элемента –  $E_o = 1000$  МПа, сходимость значений модулей деформации, полученных на основе аналитического и численного методов решения, ухудшается. Данные таблицы 3.1 показывают уменьшение точности расчётов с 3,4% при  $B/b = 27$  и  $k_n = 1,7$  МПа/мм до 7,5% при  $B/b = 8$  и  $k_n = 49$  МПа/мм. В то же время, при модуле упругости структурного элемента –  $E_o = 100000$  МПа, точность расчётов уменьшается с 3,8% при значениях  $B/b = 27$  и  $k_n = 17$  МПа/мм до 13,8% при  $B/b = 8$  и  $k_n = 55,5$  МПа/мм [5,60,63].

В процессе исследований были определены граничные условия области, в пределах которой при точности расчётов 10% возможно моделирование трещиноватых скальных массивов условно сплошной упругой средой. Для этого, по результатам описанных выше аналитических и численных расчётов, были построены две кривые, отражающие функциональную связь относительного модуля деформации исследованных фрагментов  $E_{\perp}/E_o$  и показателя качества пород  $RQD$  (рис. 3.5). Кривые, наносились на график, построенный по опытными точкам многочисленных натуральных испытаний, систематизированные L. Zhang [64]. Это поле дополнялось опытными точками графика зависимости значений  $E_{\perp}/E_o$  от значений геологического индекса прочности  $GSI$  [44]. Пересчёт значений  $GSI$  в значения  $RQD$  выполнялся с помощью формулы, предложенной в работе М. Truzman [54]. Кривые строились таким образом, чтобы ограничить сверху и снизу поле опытных точек [5,60,63].

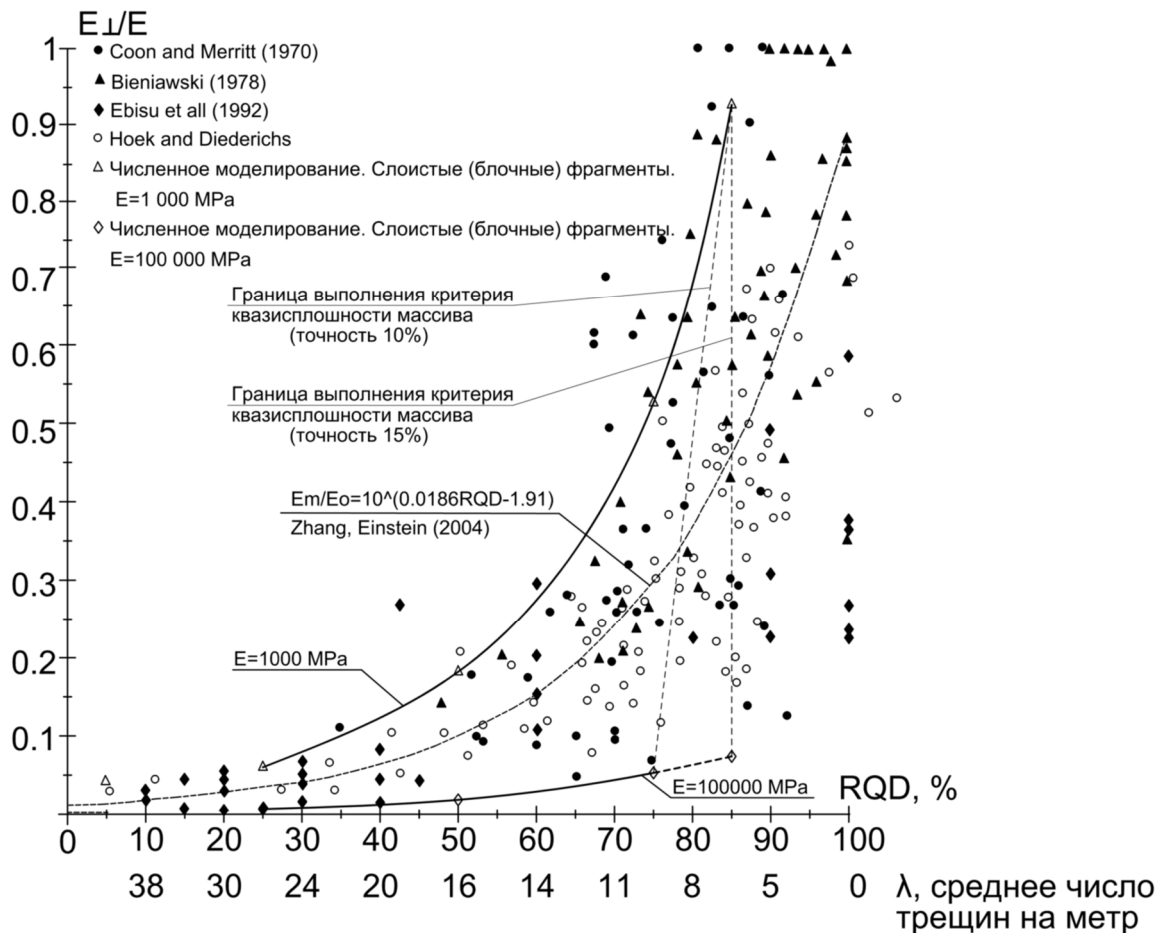


Рис. 3.5 Сравнительный график отношения  $E_{\perp}/E_0$  к  $RQD$  [5,60,63]

В работе А.Н. Власова [55] показано, что с уменьшением относительного модуля деформации  $\frac{E_{\perp}}{E_0}$  значения  $E_0$  и  $k_n$  увеличиваются, а характеризующие структурно неоднородную среду параметры  $E_0$ ,  $k_n$  и  $RQD$ , связаны между собой линейной зависимостью. При этом, значения относительного модуля деформации скального массива  $\frac{E_{\perp}}{E_0}$  определяются значениями указанных параметров. Принимая во внимание, что значение  $E_0 = 100000$  МПа и значение  $k_n = 55,5$  МПа/мм являются максимальными принятыми значениями этих параметров, положение всех точек нижней кривой должно определяться модулем скальной отдельности  $E_0 = 100000$  МПа. Исходя из этого, с учётом максимального значения  $k_n = 55,5$  МПа/мм, по формуле (1.13) отыскивалось такое значение  $RQD$ , при котором указанными тремя параметрами определялась точка, наиболее близко расположенная к границе поля опытных точек. Найденному значению

соответствовало значение  $RQD = 75\%$ . Точно также, для других значений  $RQD$  по формуле (1.13), учитывая принятый предел варьирования  $k_n$ , определялось положение остальных точек нижней кривой. Аналогичным способом, с учётом наименьших значений  $k_n = 1,7$  МПа/мм и  $E_o = 1000$  МПа строилась верхняя кривая. Следует подчеркнуть, что построенные кривые действительно являются граничными, поскольку для точек кривых, лежащих выше и ниже построенных, значения  $k_n$  находятся вне принятого предела их варьирования, что противоречит результатам экспериментов S. Bandis [5,28,29,60,63].

Принимая во внимание также, что показатели  $RQD$  ограничиваются значениями, при которых фрагмент перестаёт быть представительным, расчётным путём были установлены границы значений  $RQD$  для расчётов с точностью 10% и 15% (рис. 3.5), определяющие вместе с построенными кривыми области, где скальный массив может рассматриваться эквивалентной условно сплошной средой. За границами областей, деформационные характеристики массива следует определять, либо с учётом его реального строения, либо, принимая во внимание высокие значения  $RQD$ , рассматривать массив, как ненарушенную скальную среду [5,60,63].

Результаты расчётов, приведенные в таблицах 3.1 и 3.2, позволяют сделать ещё одно, важное с практической точки зрения заключение: значения модулей деформации фрагментов, ослабленных одной системой плоско - параллельных или двумя системами взаимно ортогональных трещин практически не отличаются, что даёт возможность, для решения практических задач в обоих, указанных выше случаях, использовать аналитические зависимости [5,60,63] А.Н. Власова (1.13).

Исследование деформирования образца трещиноватого скального массива продолжилось в изучении возможности использования аналитических решений для определения деформационных характеристик блочных фрагментов, направление системы трещин которых не совпадает с направлением действующей на фрагмент нагрузки. Для этого были проведены ещё две серии численных опытов по исследованию фрагментов, ослабленных системами взаимно

ортогональных трещин, ориентированными под углами  $22^{\circ}30'$  и  $45^{\circ}$  к направлению действия нагрузки (рис. 3.6).

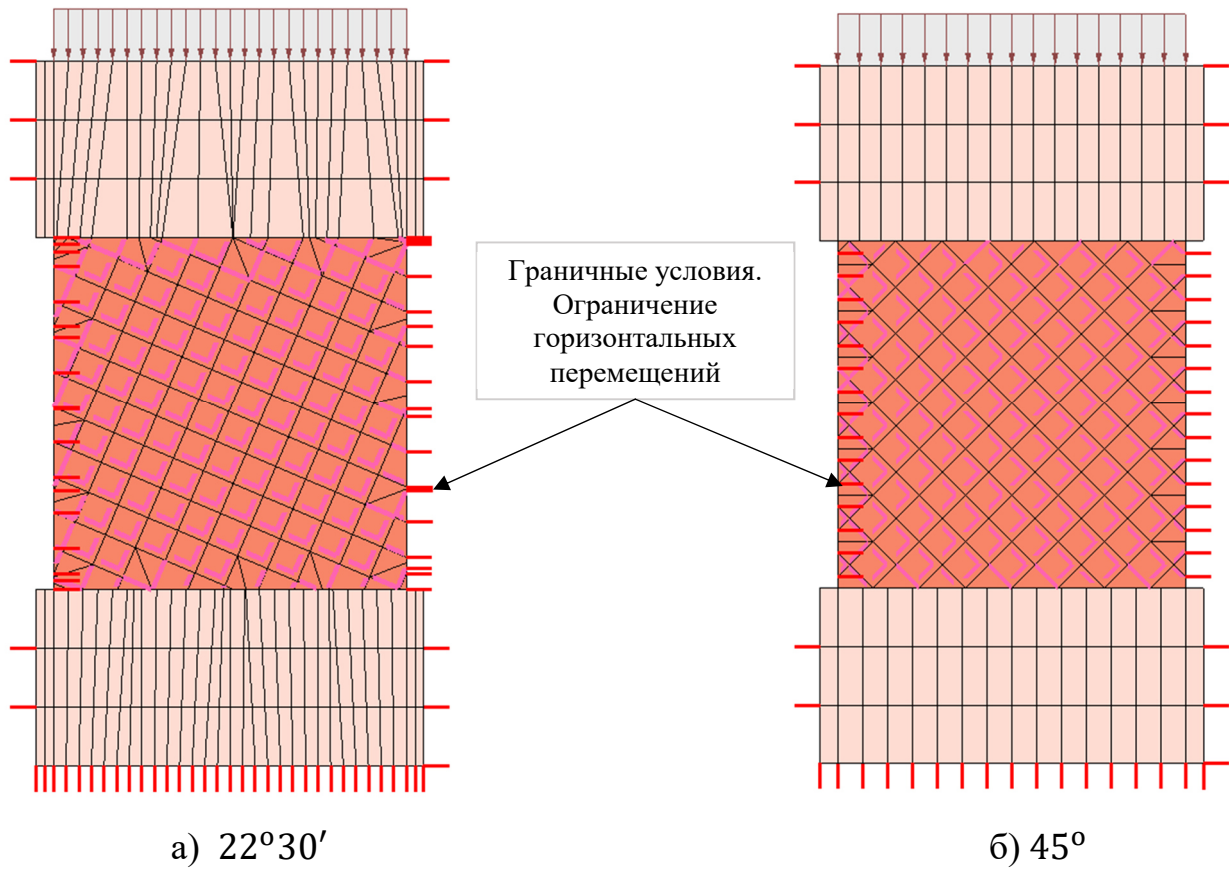


Рис. 3.6. Фрагмент с наклонной системой трещин: а -  $22^{\circ}30'$ ; б -  $45^{\circ}$

Результаты аналитических и численных расчётов блочных фрагментов, где система трещин расположена под углами  $22^{\circ}30'$  и  $45^{\circ}$  к направлению действия силы, приведены в таблицах 3.3 и 3.4.

Таблица 3.3. Результаты расчётов фрагментов с модулем упругости скальной отдельности  $E_o = 1000$  МПа.

$E_o$ , МПа	$RQD$ , %	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/блоков	$K_n$ , МПа/мм	$E_{\perp}$ , МПа Аналитический расчёт	$E_m$ , МПа Численный расчёт Блочный фрагмент. Наклонная (22°30') система трещин.	$E_m$ , МПа Численный расчёт Блочный фрагмент. Наклонная (45°) система трещин.	Разница между результатами аналитического и численного расчётов с наклонными система трещин (22°30'/45°), %
1 000	85	7	8	49	860	987	950	15% / 10%
	75	10	11	9.7	492	725	687	47% / 39%
	50	17	18	3.3	171	458	402	>100%
	25	26	27	1.7	59	285	202	>100%

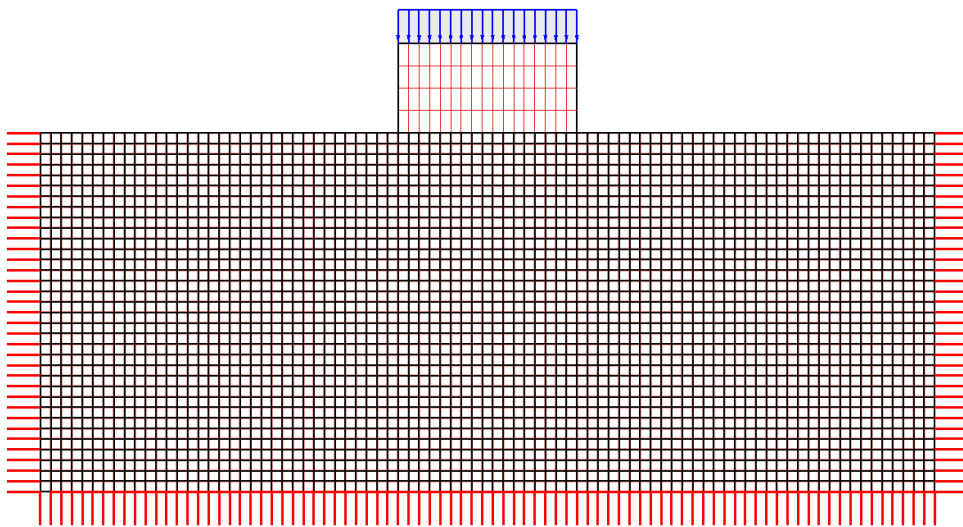
Таблица 3.4. Результаты расчётов фрагментов с модулем упругости скальной отдельности  $E_o = 100000$  МПа.

$E_o$ , МПа	$RQD$ , %	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/блоков	$K_n$ , МПа/мм	$E_{\perp}$ , МПа Аналитический расчёт	$E_m$ , МПа Численный расчёт Блочный фрагмент. Наклонная (22°30') система трещин.	$E_m$ , МПа Численный расчёт Блочный фрагмент. Наклонная (45°) система трещин.	Разница между результатами аналитического и численного расчётов с наклонными система трещин (22°30'/45°), %
100 000	85	7	8	55.5	6487	59070	54250	>100%
	75	10	11	50	4762	43502	37482	>100%
	50	17	18	28	1720	26700	19800	>100%
	25	26	27	17	626	13320	9730	>100%

Расхождение результатов аналитических и численных расчётов в большинстве случаев достигает 100%. Предварительные расчёты показали, что испытания блочных фрагментов, содержащих наклонные системы трещин, при условии нулевых перемещений боковых стенок фрагмента (условия одометра), дают некорректные результаты, поскольку указанное ограничение на горизонтальные перемещения препятствует сдвигу слоёв (блоков) по плоскостям трещин. Требуется разработка модели испытаний, учитывающей реальную работу скального массива с наклонной к направлению действия сжимающей силы системой трещин.

### **3.3. Исследование деформационных характеристик скальных массивов на примере моделирования штамповых опытов**

Учитывая несовершенство испытаний блочных фрагментов с системой трещин, ориентированной под углом к направлению действия силы, было проведено несколько предварительных методических численных опытов на моделях штампов, передающих нагрузку на блочное основание. Исследовались основания, ослабленные двумя системами взаимно ортогональных трещин, ориентированных к направлению действия силы под углами:  $0^\circ$ ,  $22^\circ 30'$  и  $45^\circ$  (рис. 3.7).



a)

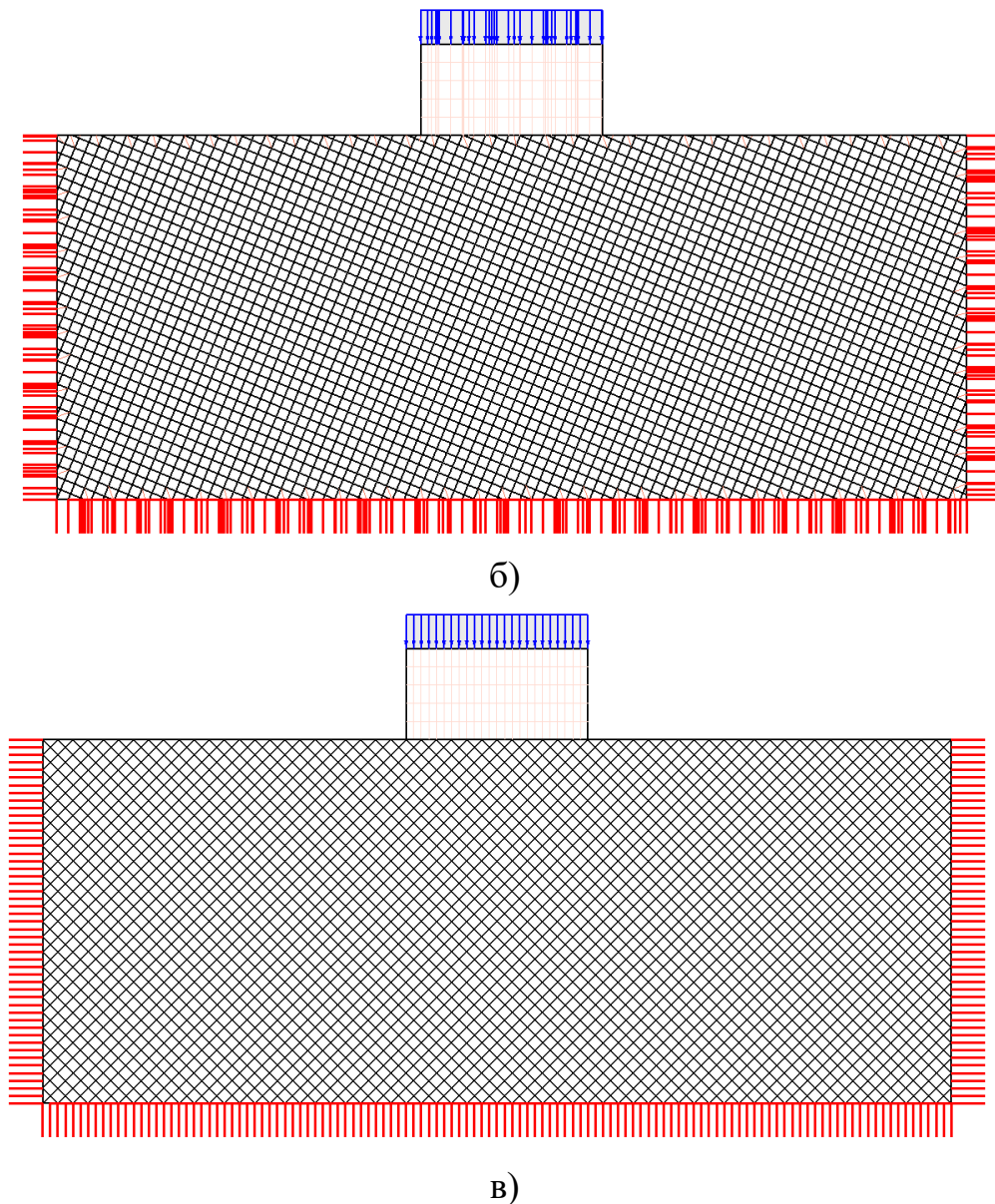


Рис. 3.7. Штамповые испытания: а - 0; б -  $22^{\circ}30'$  в -  $45^{\circ}$  [8,62]

Ширина штампа составляла  $B = 1$  м, размеры блочной модели скального массива -  $5 \times 2$  м<sup>2</sup> [8,62]. Нагрузка на штамп не превышала  $2/3R_{сж}$  ненарушенной породы и увеличивалась ступенями. Все расчёты выполнялись для случаев, в которых частота трещин возрастала от  $\lambda=7$  до  $\lambda=26$ , что согласно графику S. Priest и J. Hudson [49] соответствует  $RQD$  от 25% до 85%. При численном моделировании модуль деформации основания штампа подсчитывался по средней величине осадок пяти точек контакта штампа с основанием.

Результаты численного моделирования методической серии опытов сопоставлялись, с результатами аналитических расчётов по зависимости, предложенной R. R. Yoshinaka и T. Yamabe [57]. Зависимость позволяет



подсчитать модуль деформации среды, ослабленной системой, взаимно пересекающихся трещин [8,62]:

$$E_m = \left[ \frac{1}{E_0} + \frac{\cos^2 \theta_1}{L_1} \left( \frac{\sin^2 \theta_1}{k_{s1}} + \frac{\cos^2 \theta_1}{k_{n1}} \right) + \frac{\cos^2 \theta_2}{L_2} \left( \frac{\sin^2 \theta_2}{k_{s2}} + \frac{\cos^2 \theta_2}{k_{n2}} \right) \right]^{-1} \quad (3.1)$$

где  $E_m$  - модуль деформации блочной среды,  $l$  - расстояние между трещинами,  $k_n$  - нормальная жёсткость трещины,  $k_s$  - касательная жёсткость трещины,  $E_0$  - модуль упругости скального блока,  $\theta_i$  - угол наклона  $i$ -й системы трещин к направлению действия сжимающей силы.

Сравнение результатов предварительных численных расчётов с результатами, посчитанными по формуле R. Yoshinaka и T. Yamabe (3.1), показало их расхождение в пределах 15 – 40% (см. таблицы 3.3 и 3.4.). Анализ деформирования основания штампов позволил установить причину такого различия результатов. При увеличении нагрузки на штампы межблочные швы начинали раскрываться, нарушая сплошность основания, что свидетельствовало о неправомерности использования зависимостей механики сплошной упругой среды при определении модуля деформации массива (рис. 3.8) [8,62].

Таблица 3.3. Сопоставления результатов расчётов штамповых испытаний с результатами, полученными по аналитической зависимости R. Yoshinaka и T. Yamabe (3.1) при  $E_0 = 1000$  МПа

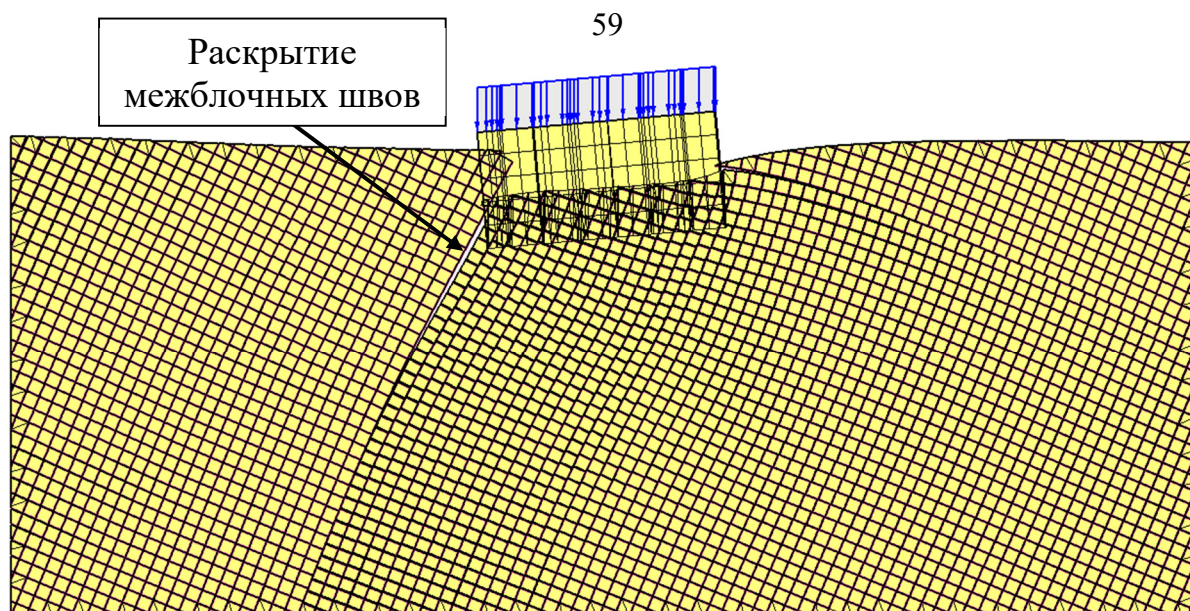
$E_0$ , МПа	$\theta$	$RQ$ $D$	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/ блоков	$E_m$ , МПа Аналитически й расчёт по формуле 3.1	Численный расчёт штамповые испытания	Разница между результатами аналитического и численного расчётов, %
1000	0	85	7	8	765	855	11%
		50	17	18	305	368	17%
		25	26	27	276	289	5%
	22°30'	85	7	8	705	657	7%
		50	17	18	244	409	40%

		25	26	27	218	302	28%
	45	85	7	8	657	687	4%
		50	17	18	205	286	28%
		25	26	27	183	264	31%

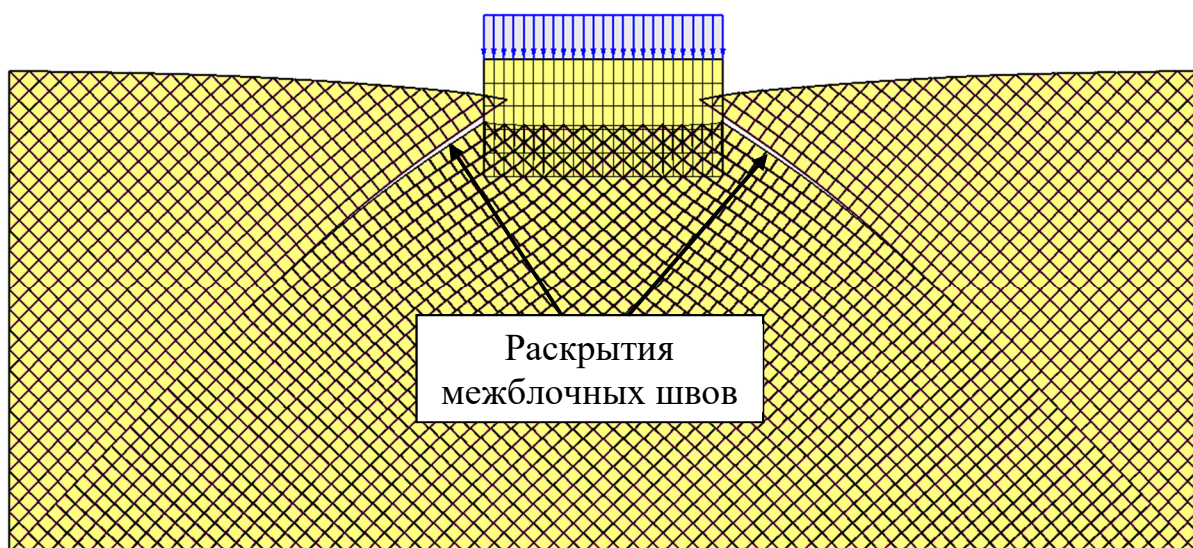
Таблица 3.4. Сопоставления результатов расчётов штамповых испытаний с результатами, полученными по аналитической зависимости R. Yoshinaka и T. Yamabe (3.1) при  $E_0 = 100\ 000$  МПа

$E_0$ , МПа	$\alpha$ , °	$RQD$	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/ блоков	$E_m$ , МПа Аналитически й расчёт по формуле 3.1	Численный расчёт штамповые испытания	Разница между результатами аналитического и численного расчётов, %
100 000	0	85	7	8	35377	36764	4%
		50	17	18	24452	25099	3%
		25	26	27	14980	15228	2%
	22°30'	85	7	8	28667	30973	7%
		50	17	18	19199	25987	26%
		25	26	27	11453	13564	16%
	45	85	7	8	24359	23032	-6%
		50	17	18	15994	20230	21%
		25	26	27	9391	12698	26%

На рисунке 3.8 представлены в качестве примера два, отражающих общую тенденцию, случая деформирования блочного массива основания штампа при выбранных произвольно сочетаниях значений независимых факторов ( $E_0=50500$  МПа,  $RQD=50\%$ ,  $\alpha = 22^\circ30'$  и  $E_0=50500$  МПа,  $RQD=50\%$ ,  $\alpha = 45^\circ$ ). В обоих случаях можно отчётливо видеть границы раскрытия межблочных швов и, определяемые ими, области деформирования массива.



(а)



(б)

Рис. 3.8. Деформирование трещиноватого массива: а -  $22^{\circ}30'$ ; б -  $45^{\circ}$ , раскрытия межблочных швов

Выявленные в результате испытаний нарушения сплошности блочных массивов свидетельствует о неправомерности использования зависимостей механики сплошной упругой среды при определении модуля деформации блочных сред, ослабленных системами трещин, ориентированных под углом к направлению действия силы поскольку наблюдается разрыв сплошности по межблочным швам. Это показало необходимость разработки метода определения

модуля деформации блочной структуры, учитывающего раскрытия межблочных швов.

### 3.4. Выводы по третьей главе

1. Полученные результаты аналитических и численных расчётов деформирования фрагментов, ослабленных системой плоско – параллельных и взаимно-ортогональных трещин, где одна из систем трещин совпадает с направлением приложения нагрузки, подтвердили возможность и правомерность использования аналитической зависимости А.Н. Власова для определения деформационных характеристик, содержащих трещины, блочных скальных массивов. При этом расчётный фрагмент породного массива должен быть представительным, т.е. позволяющим использовать, для определения его механических характеристик, зависимости механики сплошных сред.

2. Результаты расчётов также подтвердили вывод о том, что определяющий представительность рассматриваемого объёма скального массива, критерий квазисплошности  $n_{кр}$ , является важнейшим, но не единственным условием представительности расчётного фрагмента скального блочного массива, поскольку на его модуль деформации оказывают также влияние деформационные характеристики, как скальных блоков  $E_o$ , так и межблочных трещин  $k_n$ .

3. Выявлена и подтверждена неправомерность использование зависимостей механики сплошной упругой среды при определении модуля деформации блочных сред, ослабленных системами трещин, ориентированных под углом к направлению действия силы, так сдвиг и опрокидывание блоков приводит к разрыву сплошности массива вдоль межблочных трещин. Это свидетельствует о том, что необходимо проведение исследований для разработки метода определения модуля деформации блочной структуры с учётом раскрытия межблочных швов.

## ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ БЛОЧНЫХ МАССИВОВ С УЧЁТОМ ИХ НЕЛИНЕЙНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ

### 4.1 Разработка метода построения кривой $\sigma = f(\varepsilon)$ нелинейно деформируемого скального массива

В главе предложен и описан расчётный метод, учитывающий нелинейность деформирования скальных массивов и позволяющий расчётным путём смоделировать кривую  $\sigma = f(\varepsilon)$ , аналогичной кривой, построенной по результатам натуральных штамповых испытаний.

Построение расчётной кривой деформирования  $\sigma = f(\varepsilon)$  скальных массивов производится на первых двух участках. Построение графика кривой  $\sigma = f(\varepsilon)$  на третьем участке в работе не рассматривается, так как сложность процесса деформирования скального массива на этом участке, требует проведения отдельных исследований. Кроме того, численные расчёты и инженерная практика показали, что при взаимодействии многих инженерных сооружений со скальными грунтами, в частности, подземных сооружений, в подавляющем большинстве случаев, напряжённое состояние, формируемое в скальном массиве, характеризуется напряжениями, не превышающими уровень напряжений, соответствующих второму (упругому) участку кривой деформирования  $\sigma = f(\varepsilon)$ .

Также, в соответствии с рекомендациями [20], при построении графика  $\sigma = f(\varepsilon)$  учитывались представительность объёма путем ввода показателя качества скального массива  $RQD$  и упругие характеристики структурных элементов массива, в качестве данного случае модуль упругости скальных отдельностей ( $E_0$ ), так и нормальная жёсткость трещин ( $k_n$ ).

#### 4.1.1. Построение графика кривой зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$ на первом нелинейном участке деформирования

В пределах первого участка деформирования скальных массивов, как уже отмечалось, обусловлено только закрытием трещин, для чего требуется знание значений их жёсткости -  $k_n$ . Определение расчётных значений  $RQD$  и  $E_0$  затруднений не вызывает и обеспечивается стандартными, натурными и лабораторными испытаниями.

Поскольку проведение испытаний для определения жесткости трещин в полевых условиях достаточно дорого и трудоёмко, значения нормальной жёсткости  $k_n$ , используемые в работе, принимались, основываясь на результатах ряда, посвящённых данной тематике, исследований. В работах В.И. Речицкого [17], R. Goodman [41], а также групп ученых во главе с S. Bandis [28], P. Kulatilake [45], C. Zangerl [58], приведены результаты опытов, проводимых как на содержащих трещину, составных образцах в лаборатории, так и с использованием штамповых опытов на реальных строительных площадках. На основе анализа результатов этих исследований определялись значения нормальной  $k_n$  и касательной  $k_s$  жёсткостей трещин, ширина их раскрытия, а также прочность стенок трещин.

Аналитическое уравнение кривой деформирования скального массива  $\sigma = f(V)$  на первом участке было предложено R. Goodman [41]. Уравнение представляет собой зависимость (в виде гиперболической функции) между деформациями закрытия трещины и, приложенным к ней, нормальным напряжением (4.1).

$$\sigma_n = \left( \frac{V_i}{V_m - \Delta V_i} \right) \sigma_i + \sigma_i \quad (4.1)$$

где  $V_i$  – величины закрытия трещины при данном напряжении  $\sigma_n$ ,  $V_m$  – максимальное закрытие трещины,  $\sigma_i$  – начальное напряжение.

Позже группой учёных во главе с S. Bandis [28] зависимость была

преобразована к более простому виду:

$$V_i = V_m - (V_m \sigma_i) \frac{1}{\sigma_n} \quad (4.2)$$

График уравнения (3.2) представлен на рисунке 4.1.

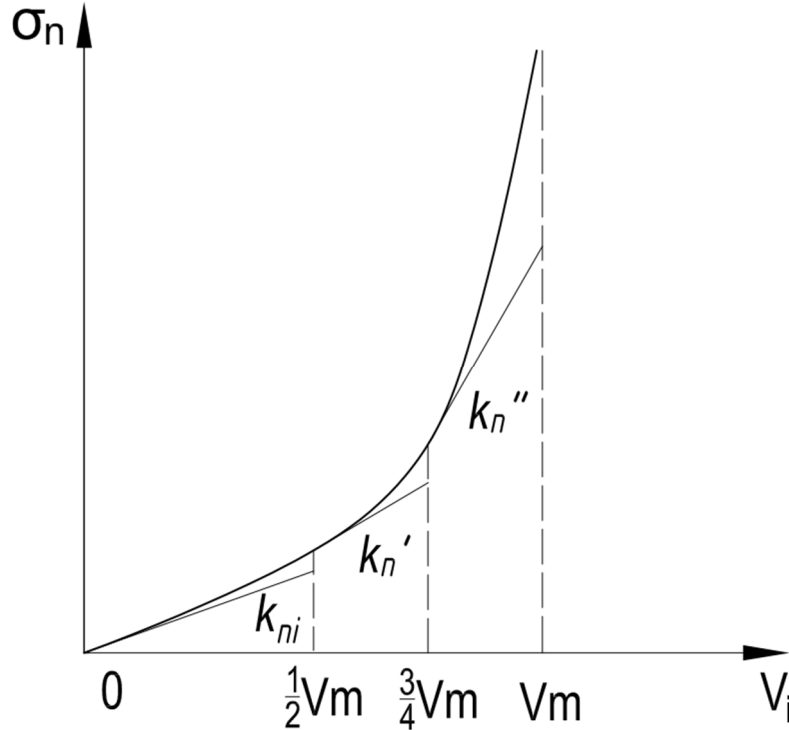


Рис. 4.1. Типичная зависимость величины смыкания стенок трещины  $V_i$  от изменения действующего напряжения  $\sigma_n$

На основании формул, приведённых в работе S. Bandis [28] в L. Zhang [65] было предложено уравнение для определения изменения нормальной жёсткости  $k_n$ , соответствующей действующему нормальному напряжению  $\sigma_n$  в виде:

$$k_n = k_{ni} \left( 1 + \frac{\sigma_n}{k_{ni} V_{max}} \right)^2, \quad (4.3)$$

где  $k_{ni}$  - начальная жесткость трещины.

Используя формулы, приведенные в той же работе L. Zhang [65], уравнение (4.3) можно преобразовать к виду:

$$k_n = \left( \frac{k_{ni} \cdot V_m}{V_m - V_i} \right) \quad (4.4)$$

после чего зависимость между действующим напряжением  $\sigma_n$  и соответствующей ему величиной закрытия трещины  $V_i$  можно записать в виде:

$$\sigma_n = \left( \frac{k_{ni} \cdot V_m}{V_m - V_i} \right) \cdot V_i \quad (4.5)$$

Для использования уравнений (4.4) и (4.5) необходимо знание значений начальной нормальной жёсткости -  $k_{ni}$  и максимального закрытия трещин -  $V_m$ . Значение максимального закрытия трещин -  $V_m$  определяется с помощью предложенного в статье S. Bandis [28] графика (рис. 4.2).

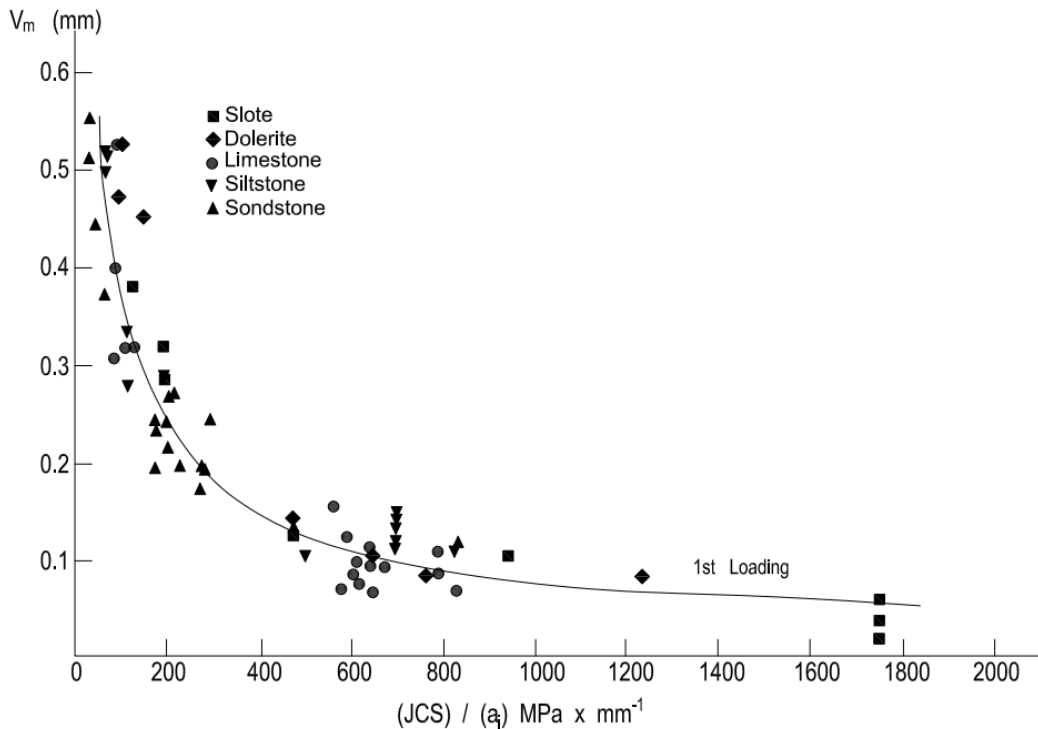


Рис. 4.2. Зависимость между значением максимального закрытия трещины ( $V_m$ ) и отношением прочности стенки трещины ( $JCS$ ) к средней ширине её раскрытия ( $a_i$ ).

Прочность стенки трещины ( $JCS$ ) и величина средней ширины её раскрытия ( $a_i$ ) определяются в процессе проведения инженерно – геологических изысканий. Также может быть использован предложенный автором на основании анализа структуры выбуренных кернов скальных грунтов альтернативный экспресс метод определения средней ширины раскрытия трещин (приложение 1).

Для определения значения начальной жёсткости  $k_{ni}$  на основании результатов исследований В.И. Речицкого [17], S.Bandis [28], P. Kulatilake [45], С. Zangerl [58] в диссертации предложена эмпирическая кривая зависимости  $k_{ni} = f(V_m)$  (рис. 4.3).



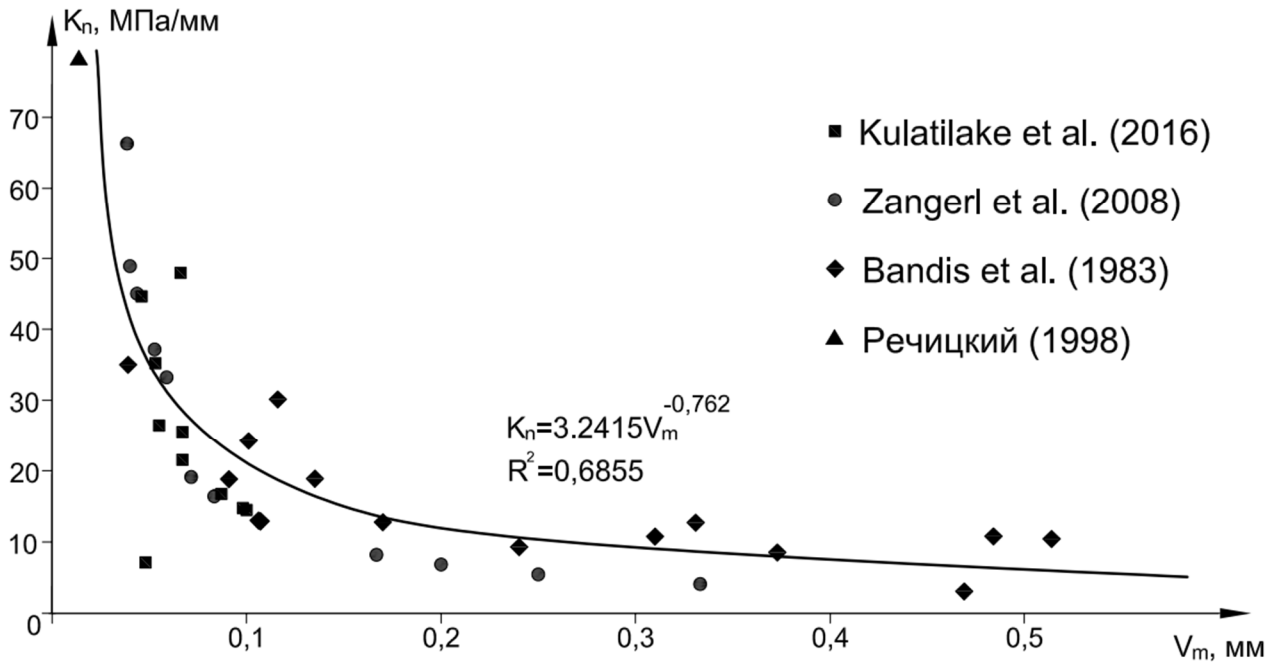


Рис.4.3. Зависимость  $k_{ni} = f(V_m)$

Расчёты с использованием уравнения (4.5) и сравнение полученных результатов с результатами экспериментальных исследований, представленных в работе S. Bandis [29] показали хорошую сходимость в пределах первых двух отрезков участка деформаций закрытия трещин (рис. 4.4). Далее, на третьем отрезке, наблюдалось быстро увеличивающееся возрастание теоретических расчётных значений нормальных напряжений, обусловленное стремлением кривой гиперболической функции к бесконечности (рис. 4.4).

Для устранения этого расхождения принималось, подтвержденное полевыми экспериментами и уже, упомянутые выше, допущение о полном смыкании трещин в конце первого участка деформирования скального массива (рис. 1.3) при напряжении равном  $1/3$  прочности скальной отдельности на одноосное сжатие ( $\sigma_1 = \frac{1}{3} R_{сж}$ ). Справедливость этого допущения подтверждается также испытаниями, содержащих трещину, составных образцов, в условиях сжатия [28].

Принятое допущение позволяет, на последнем, третьем отрезке первого участка деформаций закрытия трещин, экстраполировать кривую  $\sigma_n = f(V_i)$  таким образом, чтобы при максимальном закрытии трещины -  $V_m$  действующее напряжение имело значение -  $\sigma_n = \frac{1}{3} R_{сж}$ .

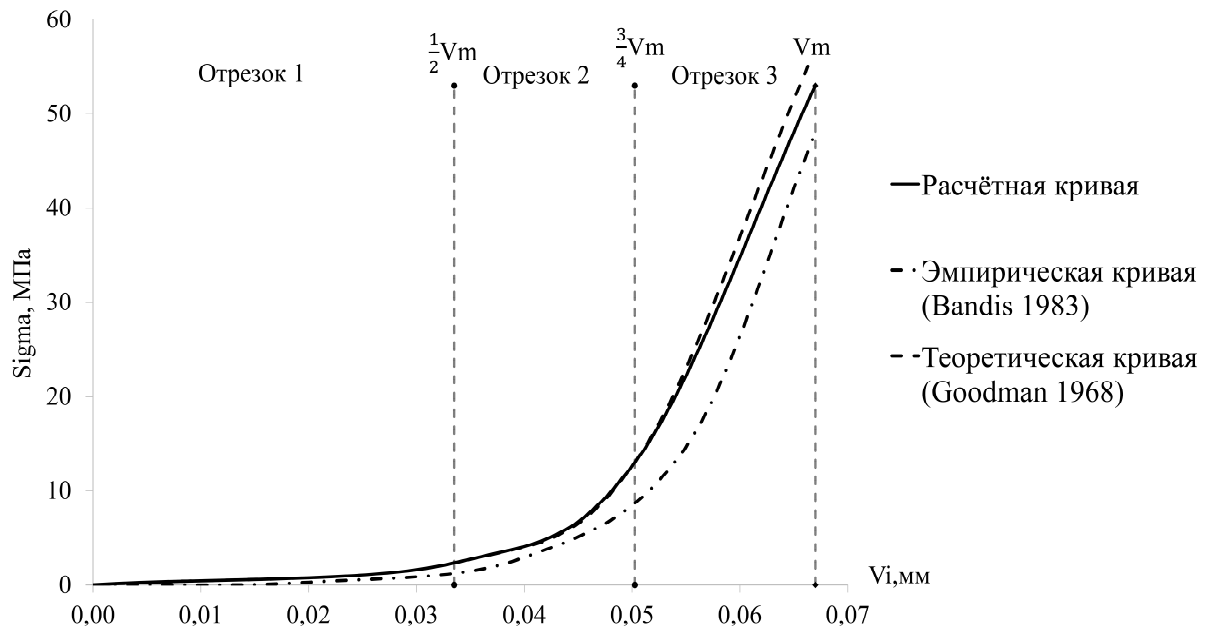
При построении графика  $\sigma_n = f(V_i)$  следует учитывать, что значение нормальной жёсткости  $k_{ni}$  определяет деформирование трещин при нагрузке, приложенной нормально направлению одной из систем взаимно - ортогональных трещин блочной структуры.

На рисунке 4.4 приведены примеры кривых деформирования трещины  $\sigma_n = f(V_i)$  в пределах первого участка, построенных с использованием предлагаемого метода. Сопоставление расчётных кривых с соответствующими экспериментальными кривыми, представленными в работе S. Bandis [28] показало их хорошую сходимость в пределах первого участка деформирования массива (совпадение в пределах инженерной точности расчётов).

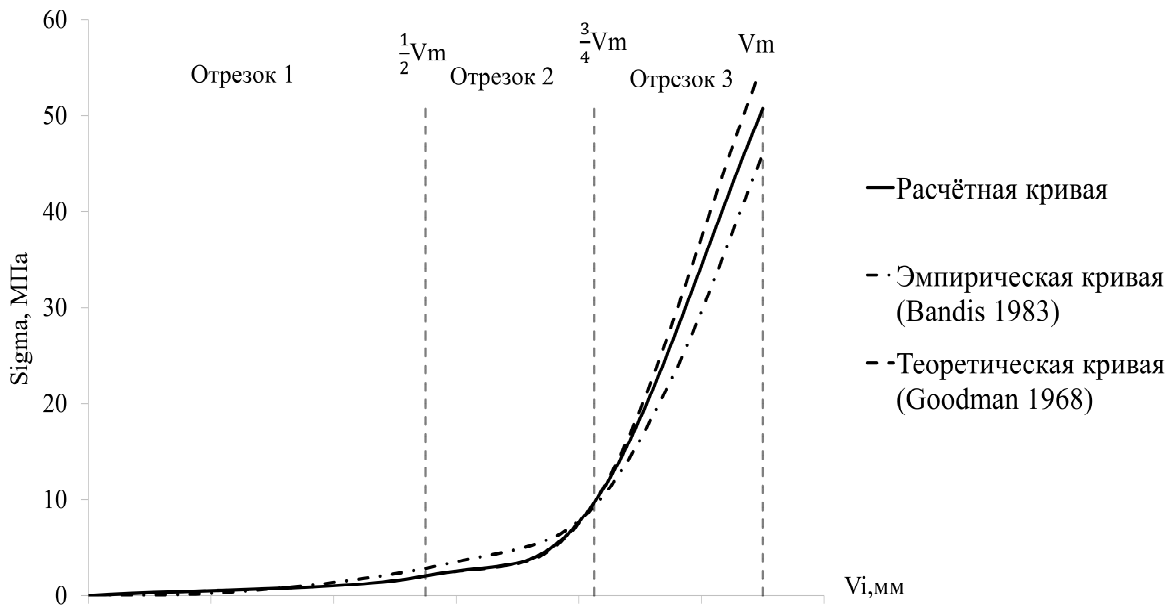
Текущее значение модуля деформации  $E_{\perp}$  в пределах начальных двух отрезков первого участка определялось по текущим значениями  $k_n$  и  $\sigma_n$ , используя формулу А.Н. Власова [55]:

$$E_{\perp} = \frac{lk_n E_0}{lk_n + E_0} \quad (4.6)$$

где  $l$  – расстояние между трещинами, определяющее размер блока.



а) Сланец  $E_0=66\ 000$  МПа,  $\sigma_c=159$  МПа,  $k_{ni}=35$  МПа/мм,  $V_m=0,067$  мм



б) Известняк  $E_0=49\,000$  МПа,  $\sigma_c=152$  МПа,  $k_{ни}=18,8$  МПа/мм,  $V_m=0,110$  мм

Рис. 4.4. Сопоставление теоретической, расчётной и экспериментальной кривых

$$\sigma = f(V_i)$$

#### 4.1.2. Построение графика кривой зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$ на втором линейном участке деформирования

Для построения зависимости  $\sigma = f(\varepsilon)$  на втором линейном участке деформирования, учитывая расхождение результатов предварительного исследования штамповых опытов с результатами, полученными с использованием аналитических зависимостей механики сплошной среды [57], было принято решение провести полную серию численных экспериментов на штамповых моделях согласно сформированной матрицы планирования эксперимента. Для исследований использовался МКЭ совместно с МПЭ.

В качестве независимых варьируемых факторов эксперимента были выбраны параметры, оказывающие наибольшее влияния на деформируемость скального массива:

- модуль упругости скальной отдельности (блока) -  $E_0$ ,
- показатель качества скального массива –  $RQD$ ,

- угол наклона системы взаимно ортогональных трещин к направлению действия приложенной на штамп нагрузки –  $\alpha$ .

Описание и интервалы варьирования выбранных факторов представлено в п.2.3.

Так как к началу второго участку деформирования трещины в массиве смыкаются, и блочная среда начинает деформироваться линейно, значения нормальной жёсткости  $k_n$  в пределах второго участка остаются постоянными. При известных значениях напряжения в конце первого нелинейного участка деформирования скального массива ( $\sigma_n = \frac{1}{3}R_{сж}$ ) и максимального закрытия трещины ( $V_m$ ), значение, соответствующей им нормальной жёсткости трещин в начале второго участка определяется по формуле:

$$k_n = \frac{\sigma_1}{v_{max}} \quad (4.7)$$

где  $\sigma_1$  = напряжение в конце первого (начале второго) участка деформирования -  $\sigma_1 = \frac{1}{3}R_{сж}$ ,  $v_{max}$  – максимальная величина смыкания трещин, принятая по результатам исследования S. Bandis [28,29].

Значения независимых параметров варьировались в следующих пределах:  $E_0 = 1000 - 100000$  МПа,  $R_{QD} = 25 - 85\%$ , угол  $\alpha = 0^\circ - 45^\circ$ . С учётом этих факторов строилась матрица планирования численных экспериментов. Для каждого численного расчёта, определяемого матрицей планирования, по формуле (4.7) определялось значение  $k_n$ .

При угле наклона  $\alpha$  одной из систем трещин к направлению нагрузки начинается относительный сдвиг скальных блоков по сомкнутым межблочным трещинам и значение текущей нормальной жёсткости трещин  $k_n$  в пределах второго участка подсчитывается по формуле R. Yoshinaka [57]:

$$k_n^\alpha = k_n \sin \alpha \quad (4.8)$$

Поскольку задача решается в упругой постановке, при моделировании сдвига блоков по межблочным плоскостям трещин, значения касательной жёсткости трещин  $k_s$  подсчитывалось по формуле теории упругости:

$$k_s = \frac{k_n}{2(1 + \nu)} \quad (4.9)$$

Матрица планирования эксперимента представлена в таблице 4.1.

Таблица 4.1. Матрица планирования эксперимента в натуральных и кодированных значениях факторов

№ опыт а	Факторы в натуральном виде			Факторы в кодированном виде				Выходной параметр $S_{max}$ , (Модуль деформации)
	$RQD$	$E_o$ , МПа	$\alpha$ , °	$X_0$	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$Y$ , МПа
1	85	100000	45	+1	+1	+1	+1	23032
2	85	100000	0	+1	+1	+1	-1	36764
3	25	100000	45	+1	+1	-1	+1	687
4	85	1000	45	+1	-1	+1	+1	12698
5	25	1000	45	+1	-1	-1	+1	264
6	25	100000	0	+1	+1	-1	-1	855
7	85	1000	0	+1	-1	+1	-1	15228
8	25	1000	0	+1	-1	-1	-1	289

На основании результатов расчётов, выполненных в соответствии с матрицей планирования экспериментов, было получено уравнение регрессии в

$$E_m = 11227 + 4107 \times X_1 + 10703.3 \times X_2 - 2056.8 \times X_3 + 3860.1 \times X_1 \times X_2 - 1418.2 \times X_1 \times X_3 - 2008.7 \times X_2 \times X_3 - 1382.4 \times X_1 \times X_2 \times X_3 \quad (4.10)$$

кодированных значениях факторов:

Для перевода кодированных значений факторов в натуральные значения использовались следующие формулы:

$$X_1 = \left[ \frac{RQD - 55}{30} \right] \quad (4.11)$$

$$X_2 = \left[ \frac{E_o - 50500}{49500} \right] \quad (4.12)$$

$$X_3 = \left[ \frac{\alpha - 22.5}{22.5} \right] \quad (4.13)$$

Подставив в уравнение (4.10) натуральные значения факторов, посчитанные по формулам (4.11) – (4.13), получим уравнение регрессии (4.14) для определения для определения модуля деформации блочной среды на втором участке деформирования при любой комбинации значений, указанных выше независимых параметров, в пределах их варьирования.:

$$\begin{aligned} E_m = & 11227 + 4107 \times \frac{RQD - 55}{30} + 10703.3 \times \frac{E_o - 50500}{49500} - 2056.8 \times \frac{\alpha - 22.5}{22.5} \\ & + 3860.1 \times \frac{RQD - 55}{30} \times \frac{E_o - 50500}{49500} \\ & - 1418.2 \times \frac{RQD - 55}{30} \times \frac{\alpha - 22.5}{22.5} \\ & - 2008.7 \times \frac{E_o - 50500}{49500} \times \frac{\alpha - 22.5}{22.5} \\ & - 1382.4 \times \frac{RQD - 55}{30} \times \frac{E_o - 50500}{49500} \times \frac{\alpha - 22.5}{22.5} \end{aligned} \quad (4.14)$$

Расчётное значение критерия Стьюдента  $t_p$  равен:

$$t_p = 2,82, \quad (4.15)$$

Расчётное значение критерия Фишера  $F_p$  равно:

$$F_p = 7,91 \quad (4.16)$$

Табличное значение критерия Фишера  $F_T = 6,59$

Если  $F_p < F_T$ , то уравнение регрессии статически надежно.

Коэффициента детерминации равен:

$$R^2 = 0,85, \quad (4.17)$$

что является хорошим показателем при  $r^2 \geq 0,8$ .

Выполненная проверка адекватности уравнения показала статическую значимость уравнения, установлено, что не менее 85% общей вариабельностью функции  $Y (E_m)$  объясняется изменением факторов  $X_i$ . Увеличение  $X_1 (RQD)$  на 1 ед.изм. приводит к увеличению  $Y (E_m)$  в среднем на 4107.375 ед.изм.; увеличение  $X_2(E_o)$  на 1 ед.изм. приводит к увеличению  $Y (E_m)$  в среднем на 10703.375 ед.изм.; увеличение  $X_3(\alpha)$  на 1 ед.изм. приводит к уменьшению  $Y (E_m)$  в среднем

на 2056.875 ед.изм.

Далее, были проведены три контрольные серии численных экспериментов для проверки точности значений, получаемых по уравнению регрессии (4.14) и формуле R. Yoshinaka и T. Yamabe (3.1).

В первой серии опытов (рис. 3.7а), в которой одна из систем трещин в основании штампа имела направление параллельное направлению нагрузки ( $\alpha = 0^\circ$ ) результаты численного моделирования были очень близки к результатам аналитических расчётов (расхождение около 4%), полученным по формулам (3.1) и (4.14).

Во второй серии опытов исследовалось деформирование блочного фрагмента, имевшего наклон одной из систем трещин к линии действия приложенной нагрузки под углом  $22^\circ 30'$  (рис. 3.7б). В третьей серии опытов угол наклона соответственно составил  $45^\circ$  (рис. 3.7в).

Результаты исследований позволяют оценить, как влияние на модуль деформации основания штампа -  $E_m$  угла  $\alpha$ , так и точность используемых методов расчёта.

На рисунке 4.5, представлены графики зависимости  $\sigma = f(\varepsilon)$ , построенные по уравнению регрессии (4.14), по результатам численного моделирования, а также по формуле R. Yoshinaka и T. Yamabe (3.1). Сравнение графиков показывает, что модуль деформации основания штампа  $E_m$  уменьшается с увеличением угла  $\alpha$ . При этом, в первом случае ( $\alpha = 22^\circ 30'$ ), точность численных расчётов по отношению к результатам расчётов по уравнению регрессии (4.14) и формуле (3.1), составляет соответственно 6,1% и 15,8%, а во втором ( $\alpha = 45^\circ$ ) – 19,3% и 29,1% (табл. 4.2 и 4.3)

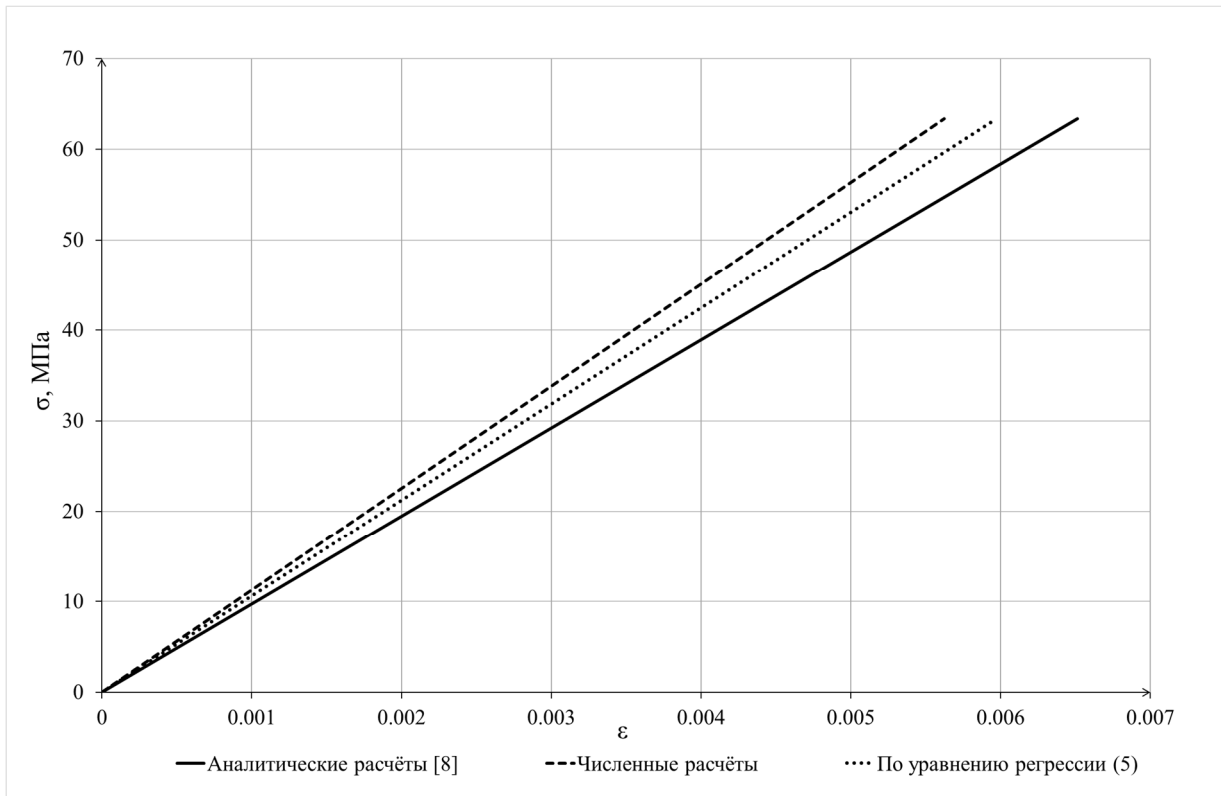
Таблица 4.2. Сопоставления результатов расчётов, полученных по предложенному методу и численному моделированию при  $E_o = 1000$  МПа.

$E_o$ , МПа	$\alpha$	$RQD$	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/ блоков	Численный расчёт штамповые испытания	Расчёт по уравнению регрессии (3.11)	Разница между результатами численных расчётов и по уравнению регрессии (3.11), %
1000	0	85	7	8	855	855	0%
		50	17	18	368	431	17,3%
		25	26	27	289	289	0%
	23	85	7	8	657	695	5,8%
		50	17	18	409	433	6,1%
		25	26	27	302	292	3,4%
	45	85	7	8	687	687	0%
		50	17	18	286	341	19,3
		25	26	27	264	264	0%

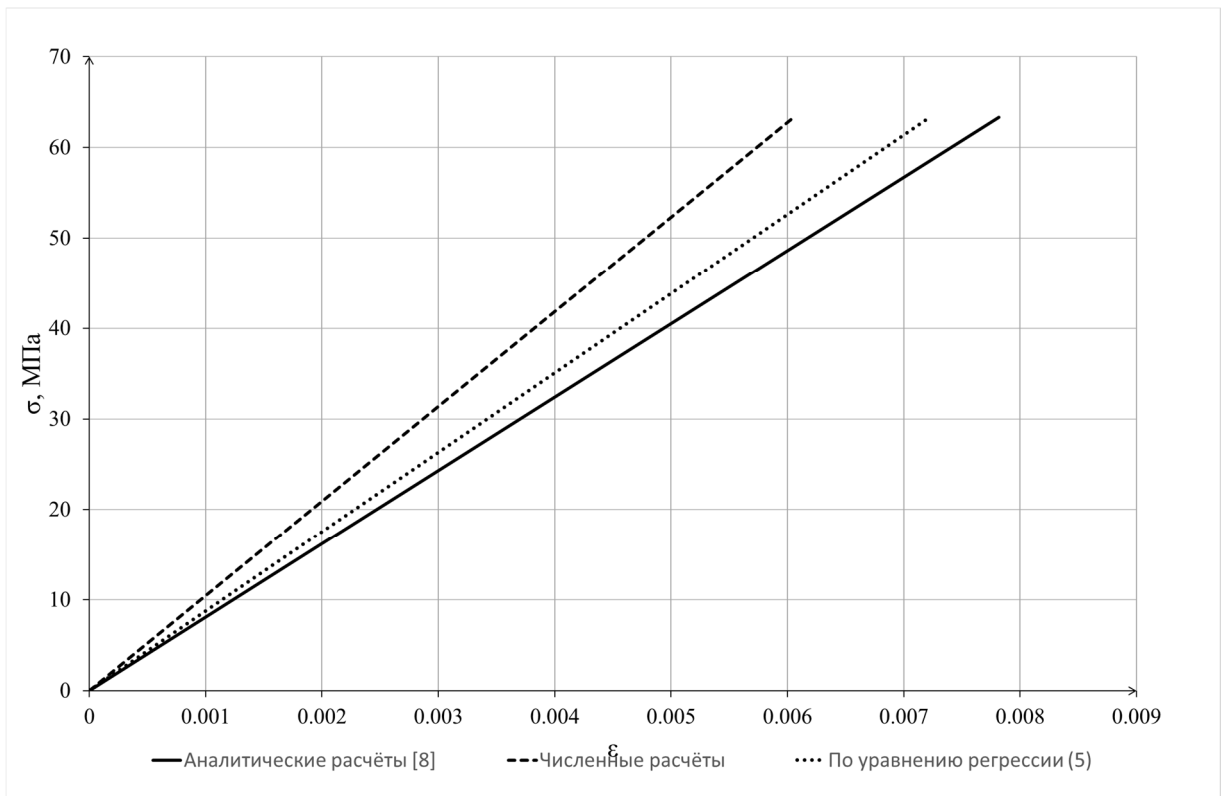


Таблица 4.3. Сопоставления результатов расчётов, полученных по предложенному методу и численному моделированию, для  $E_o = 100000$  МПа.

$E_o$ , МПа	$\alpha$	$RQD$	$\lambda$ , Среднее число трещин на метр	Число слоёв/ блоков	Численный расчёт штамповые испытания	Расчёт по уравнению регрессии (3.11)	Разница между результатами численных расчётов и по уравнению регрессии (3.11), %
100 000	0	85	7	8	36764	36764	0%
		50	17	18	25099	25877	3,1%
		25	26	27	15228	15228	0%
	23	85	7	8	30973	30044	3%
		50	17	18	25987	24765	4,7%
		25	26	27	13564	13970	3%
	45	85	7	8	23032	23032	0%
		50	17	18	20230	19198	5,1%
		25	26	27	12698	12698	0%



(a)



(б)

Рис. 4.5. График деформирования блочного массива: а -  $22^{\circ}30'$ ; б -  $45^{\circ}$

Точность, полученная при сравнении, используемых в данных исследованиях расчётных методов, характерна для всех рассмотренных случаев. Из этого следует, что точность определения модуля деформации штампа по уравнению регрессии соответствует инженерной точности расчётов (15% - 20%) и может быть использовано для оценки деформационных характеристик скальных массивов.

#### **4.2. Использование предложенного метода при построении графика деформирования скального массива**

Предложенный и описанный выше расчётный метод, позволяющий смоделировать кривую  $\sigma = f(\varepsilon)$ , учитывающий нелинейность деформирования скальных массивов был опробован на нескольких натурным образцах. На рисунке 4.6 показано сравнение графика, построенного по предлагаемому методу, с графиками, построенными по эмпирическим линейным зависимостям, связывающим значение  $E_m$  с различными показателями классификационных систем скальных массивов [39,44,50,52].

Сравнение показывает хорошую сходимость расчётной кривой и эмпирических кривых на начальном этапе деформирования скального массива. Такая сходимость свидетельствует о возможности использовании предлагаемого метода для решения практических задач. С другой стороны, она указывает на то, что эмпирические зависимости дают заниженные значения модуля деформации, поскольку показатели классификационных систем скальных массивов определяются в их естественном ненагруженном состоянии.

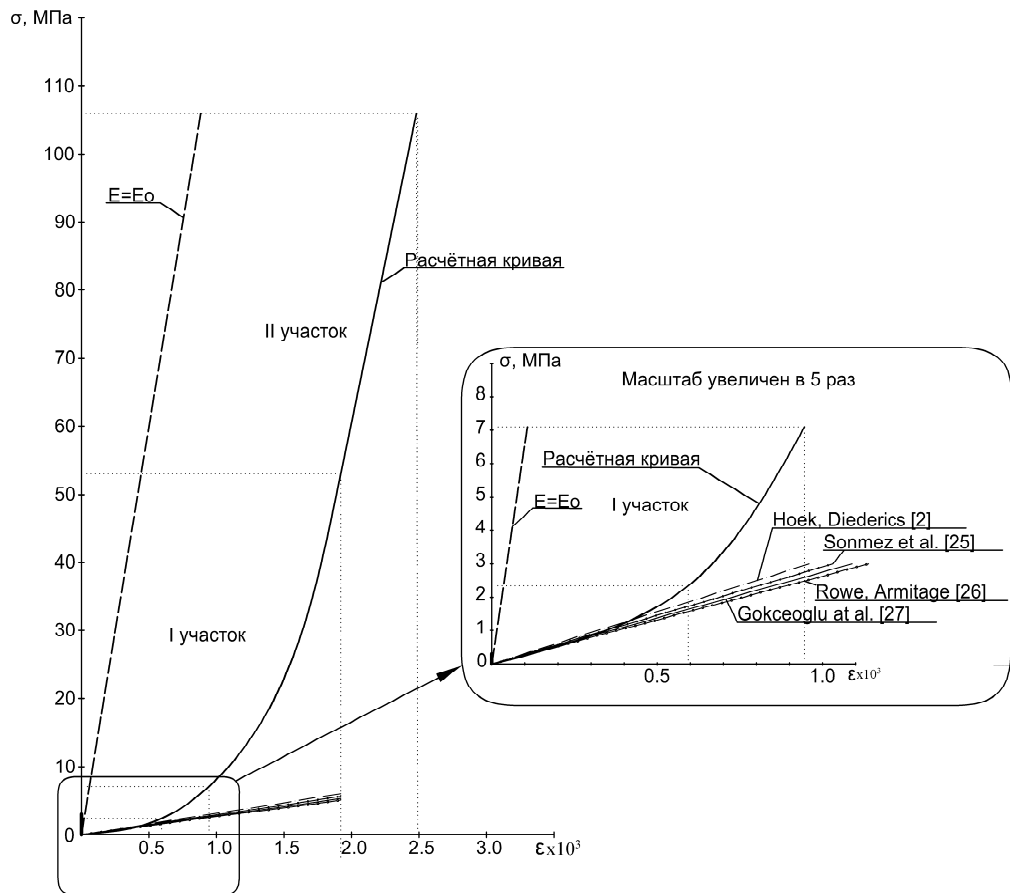


Рис. 4.6 Сопоставление расчётной кривой и эмпирических кривых  $\sigma = f(\varepsilon)$

Таким образом, предлагаемый метод позволяет расчётным путём смоделировать реальный натуральный эксперимент и, на основании полученных результатов, построить кривую деформирования скального массива  $\sigma = f(\varepsilon)$ , ослабленного системой взаимно ортогональных трещин, при одноосном сжатии в пределах первых двух участков кривой. При этом, учитываются, как масштабный эффект, так и деформационные характеристики блоков и межблочных трещин.

Следует также отметить, что результаты опубликованных ранее исследований В.П. Мерзлякова [9,10] позволяют сделать предположение о возможности использования предлагаемого метода при определении модуля деформации скальных массивов, ослабленных другими конфигураций сетей трещин. Так в работе [9], рассмотрены девять сетей трещин, в том числе сеть взаимно - ортогональных трещин. На основании результатов этих исследований их авторы пришли к выводу, что, если у девяти скальных массивов, ослабленных рассмотренными сетями трещин, выполняется условие представительности

объёмов и наблюдается равенство, характеризующих их, тензоров плотности трещин [9,10], то модули деформации этих массивов имеют одни и те же значения.

### 4.3. Выводы по четвертой главе

1. При определении модуля деформации блочных скальных массивов в условиях одноосного сжатия, необходимо учитывать нелинейность их деформирования, поскольку, в этом случае, в пределах первого участка деформирования с увеличением приложенной нагрузки значения модуля изменяются. При исследовании скальных массивов, ослабленных системой взаимно-ортогональных трещин, предлагаемый метод позволяет учесть эту особенность их деформирования.

2. Принимая во внимание, нелинейность кривой  $\sigma = f(\varepsilon)$  на первом участке деформирования блочного скального массива, ослабленного системой взаимно-ортогональных трещин, масштабный фактор, а также деформационные характеристики, как скальных блоков, так и межблочных трещин, метод также даёт возможность определить более обоснованно значение модуля деформации массива, принимая во внимание его возрастание при увеличении сжимающей нагрузки.

3. Использование, аналитических, основанных на закономерностях механики сплошного твёрдого тела, методов расчёта, целесообразно в случаях, когда трещиновато блочный массив ослаблен системами взаимно – ортогональных трещин, при условии, что одна из систем трещин близка по направлению приложенной нагрузке.

4. Уравнение регрессии, предложенное в работе для определения модуля деформации трещиновато – блочных сред на втором участке деформирования с учётом раскрытия межблочных швов, позволяет получить результаты с точностью, принимаемой в инженерных расчётах (15 – 20%).

5. Предложенный метод даёт возможность расчётным путем построить кривую деформирования скального массива  $\sigma = f(\epsilon)$ , ослабленного системой взаимно ортогональных трещин, при одноосном сжатии в пределах первых двух участков кривой.

6. Результаты исследований, в которых изучалось влияние сетей трещин различной конфигурации на деформационные характеристики скальных массивов, показывают, что при выполнении условия представительности объёмов и равенства величин тензора плотности трещин, возможно использование предлагаемого метода для исследования деформационных характеристик скальных массивов, рассечённых не только системой взаимно-ортогональных трещин. Однако, наличие такой возможности требует проведения отдельных дополнительных исследований.

## **ГЛАВА 5. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРЕДЛОЖЕННОГО МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ РАБОТЫ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

### **5.1. Цель и задачи исследования**

Строительство подземных сооружений, а в частности транспортных тоннелей, связано с исследованием деформационных характеристик вмещающего массива. Знание деформационных характеристик массива необходимо для решения вопроса о необходимости крепления, выбора конструкции крепи и требуемых для ее изготовления материалов, а также выбора способа и последовательности возведения сооружения. В настоящее время деформационные характеристики массива определяются на основании допущений его поведения как линейно деформируемой среды, которая характеризуется постоянным модулем деформации. В действительности, как указывалось ранее, скальный массив характеризуется нелинейной кривой деформирования  $\sigma = f(\varepsilon)$ . Не учёт нелинейности деформирования скального массива может существенно повлиять на его НДС, что, в свою очередь, также может повлиять на прочность и несущую способность обделок подземных сооружений.

В качестве примера в главе исследуется влияния глубины заложения подземного сооружений и его геометрических размеров на взаимодействие трещиноватых скальных массивов с фибробетонными обделками тоннелей.

### **5.2. Исследование влияния условий заложения и геометрических характеристик подземных сооружений на деформационные характеристики скального массива**

В параграфе представлены результаты учёта нелинейности деформирования скального массива на НДС в окрестности подземного сооружения в зависимости от изменения глубины его заложения и геометрических размеров.

Все расчёты, как указывалось ранее, выполнялись с использованием МКЭ. Расчётный фрагмент с конечно - элементной сеткой представлен на рисунке 5.1.

Ширина фрагмента 70 м, высота переменная.

В качестве независимых параметров, оказывающих наибольшее влияние на НДС и как следствие, на модуль деформации скального массива, были выбраны:  $H$  – глубина заложения подземного сооружения,  $b$  – ширина выработки,  $h$  – высота выработки. Интервалы варьирования параметров представлены в таблице 5.1. Характеристики массива:  $E_o$  – модуль упругости скальной отдельности,  $\gamma$  – удельный вес грунта,  $R_c$  – прочность на одноосное сжатие,  $RQD$  – показатель качества скального массива приняты постоянными величинами:  $E_o = 24\,000$  МПа,  $\gamma = 24,1$  кН/м<sup>3</sup>,  $R_c = 78$  МПа,  $RQD = 50\%$ , соответственно.

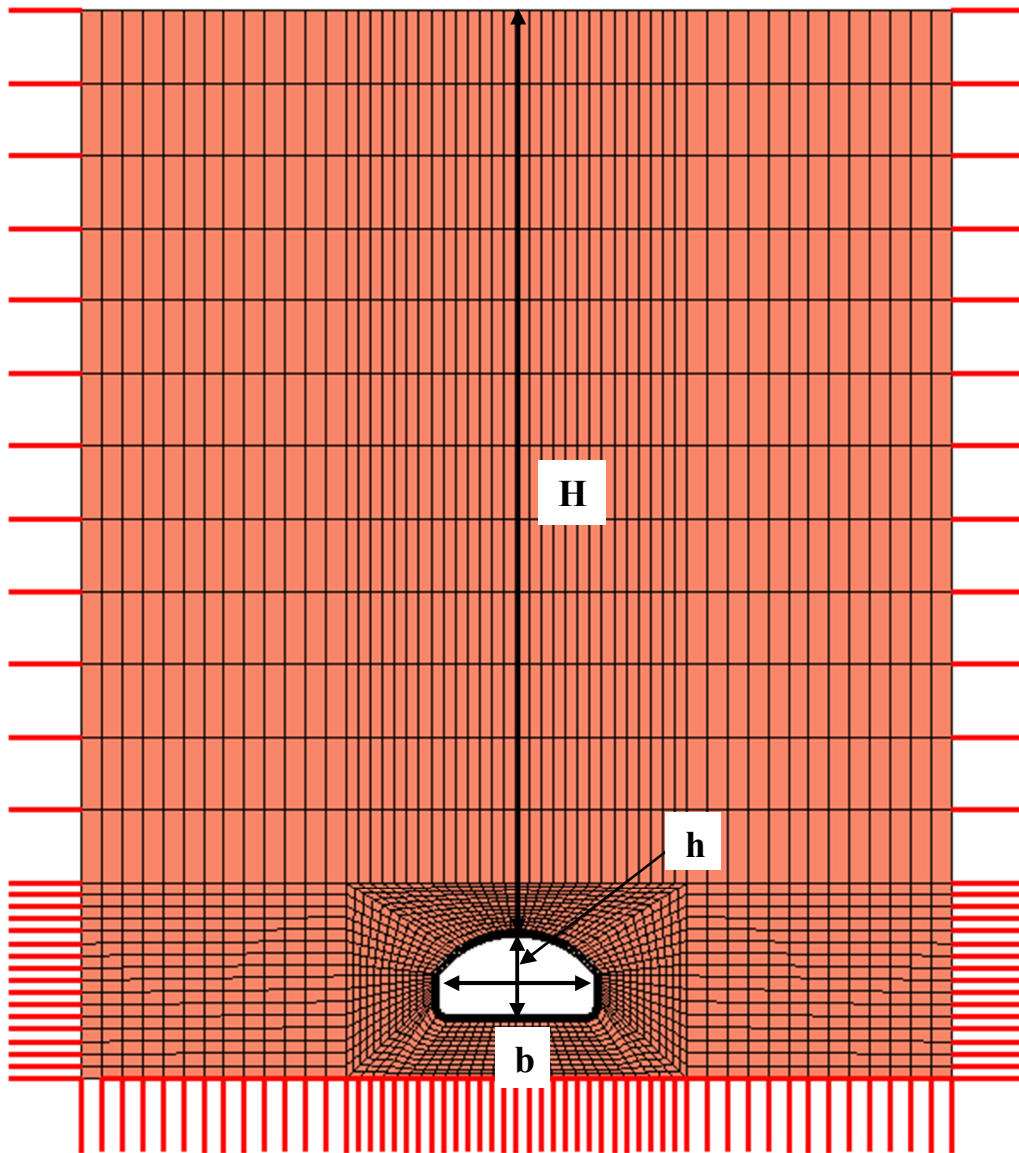


Рис. 5.1. Расчетный фрагмент конечно – элементной сетки



( $H$  – глубина заложения подземного сооружения,  $b$  – ширина выработки,  $h$ –высота выработки)

Таблица 5.1. Значения независимых параметров

Параметр	Наименование	
	Верхний уровень	Нижний уровень
Глубина заложения $H$ , м	500	20
Ширина выработки $b$ , м	25	5
Высота выработки $h$ , м	15	5

Определение НДС скального массива в непосредственной близости от подземного сооружения производилось в 3 характерных точках: в уровне шельги свода, горизонтального диаметра и основания подземного сооружения (рис. 5.2). С использованием предложенного в четвертой главе метода, выполнен расчёт модуля деформации скального массива в выбранных точках с учётом нелинейности деформирования и полученных напряжений (табл. 5.2).

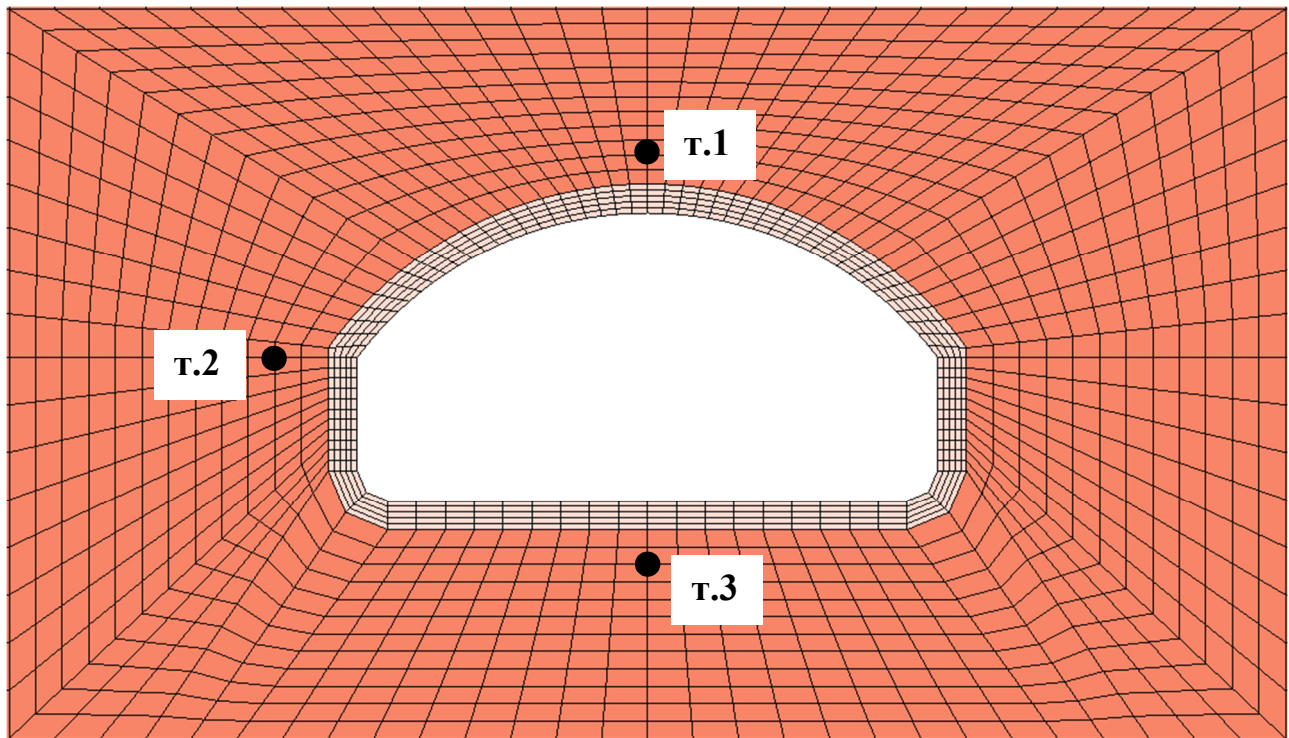


Рис. 5.2. Увеличенный фрагмент конечно – элементной сетки

Графическая иллюстрация результатов расчётов главных напряжения в 3 точках грунтового массива в окрестности подземного сооружения при различных характерных комбинациях глубины, ширины и высоты выработки представлена на рисунках 5.3 – 5.14.

Расчётный случай 1 (табл. 5.2)  
 $H=20$  м,  $b=5$  м,  $h=5$  м

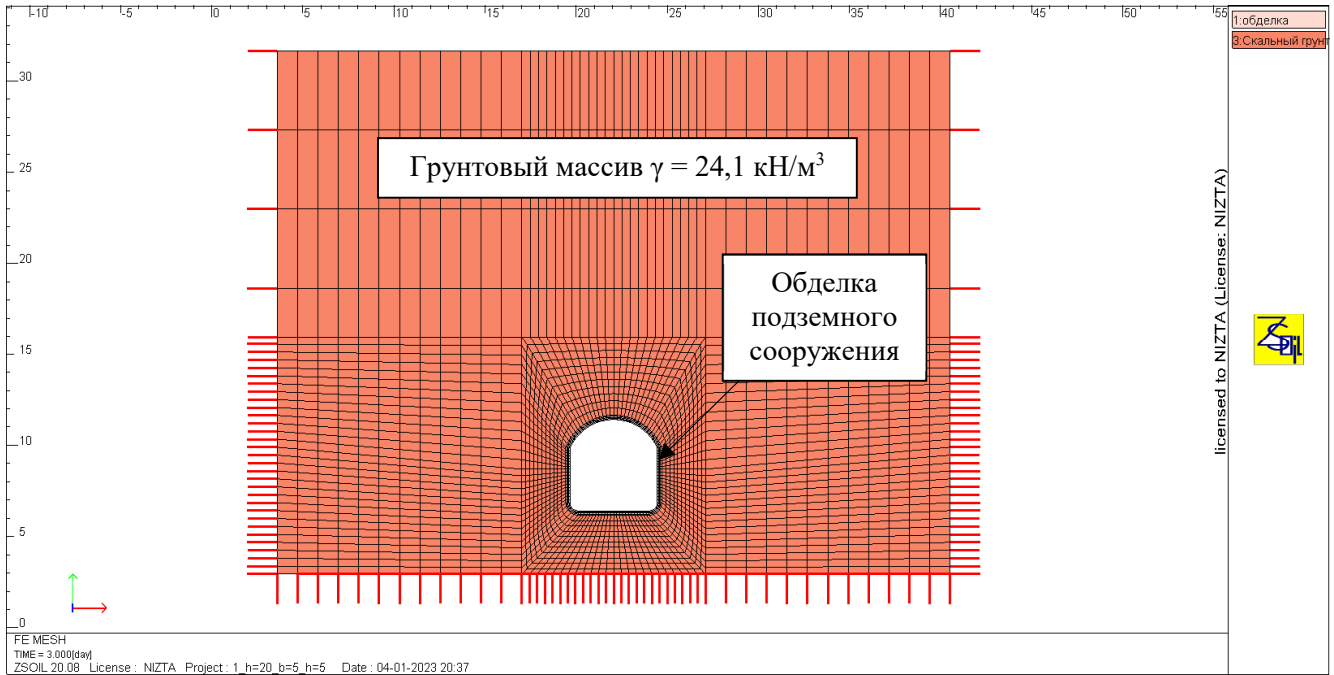


Рис. 5.3. Расчётная модель

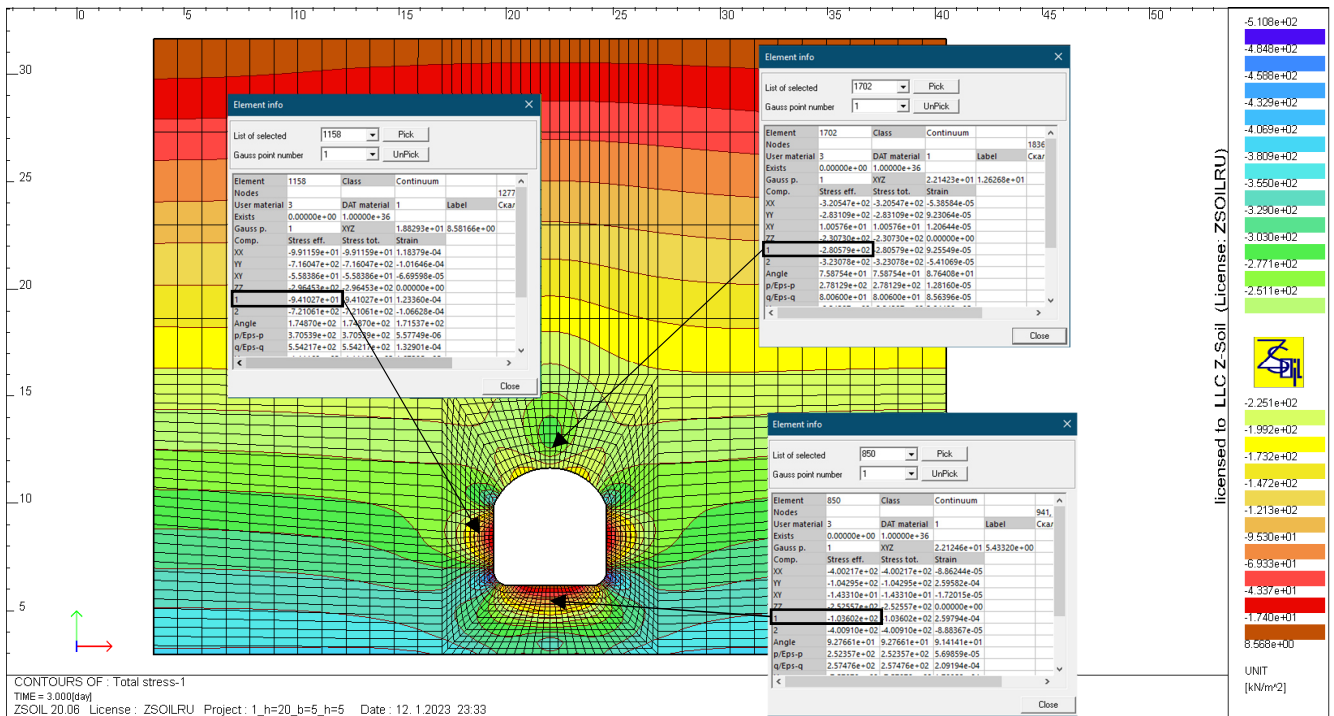


Рис. 5.4. Изополя главных напряжений  $\sigma_1$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

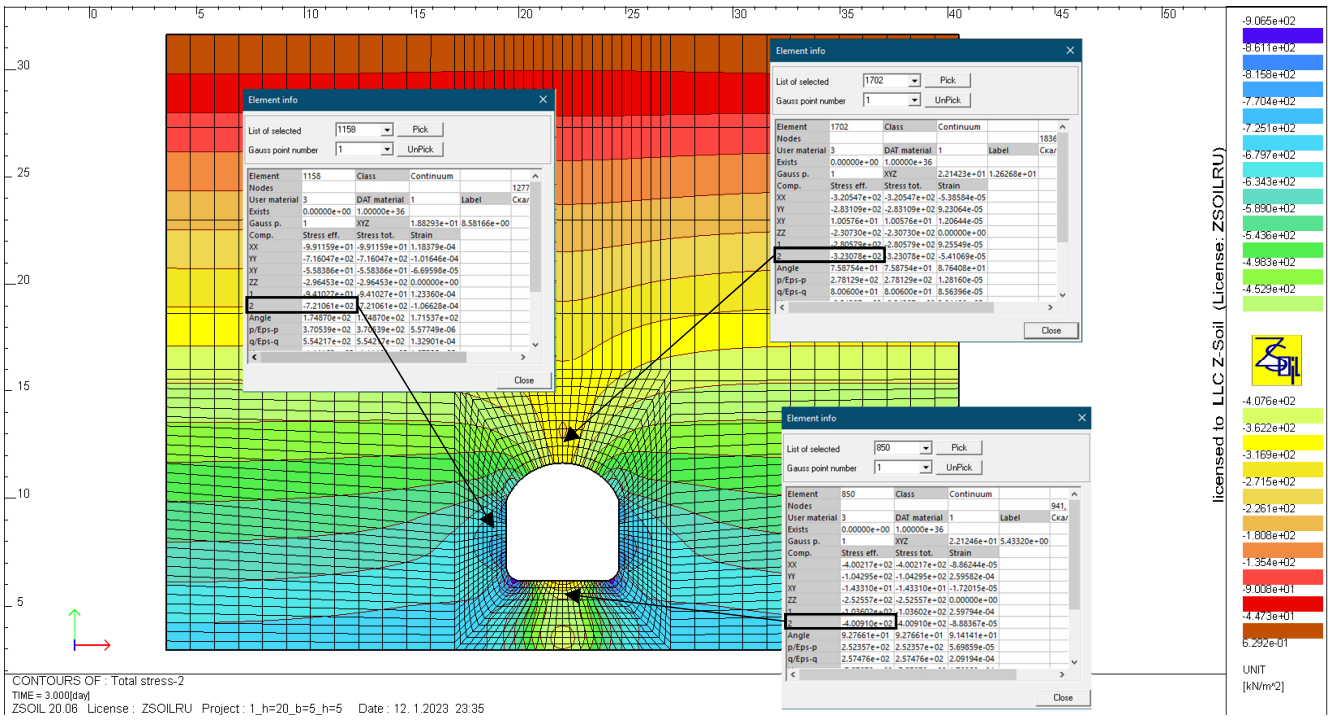


Рис. 5.5. Изополя главных напряжений  $\sigma_2$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

Расчётный случай 2 (табл. 5.2)

$H=20$  м,  $b=5$  м,  $h=15$  м

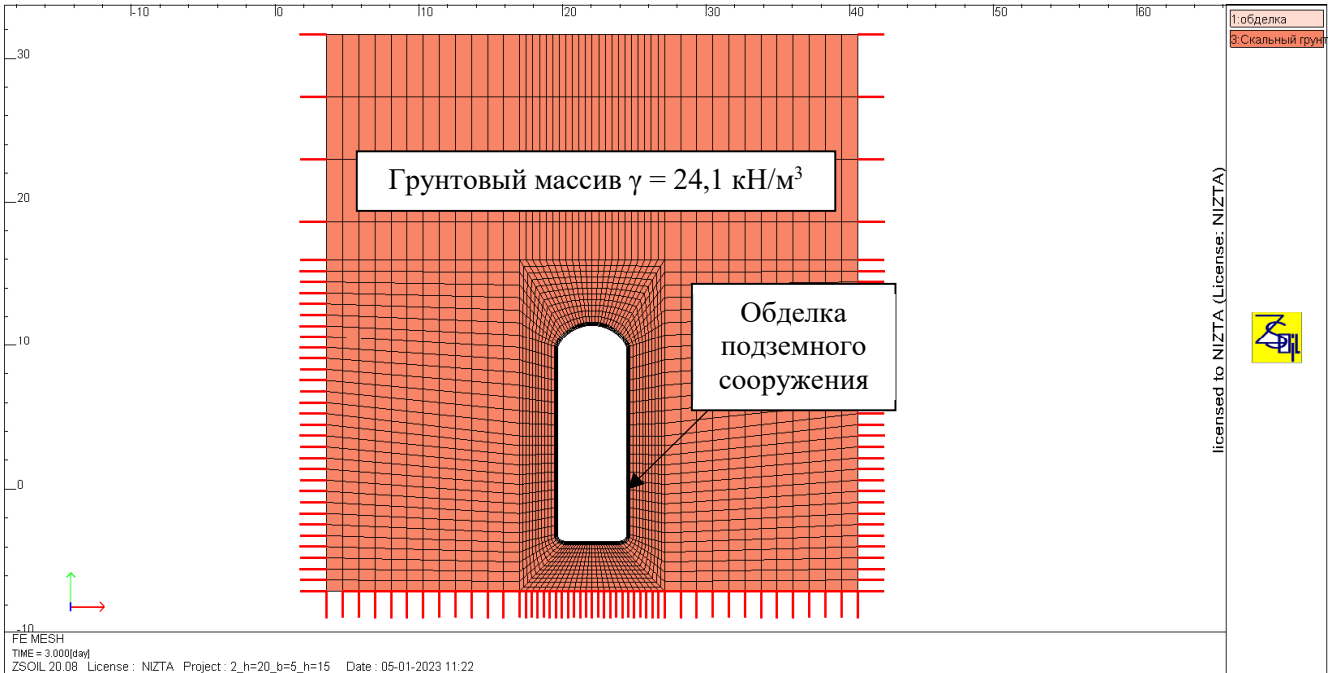


Рис. 5.6. Расчётная модель

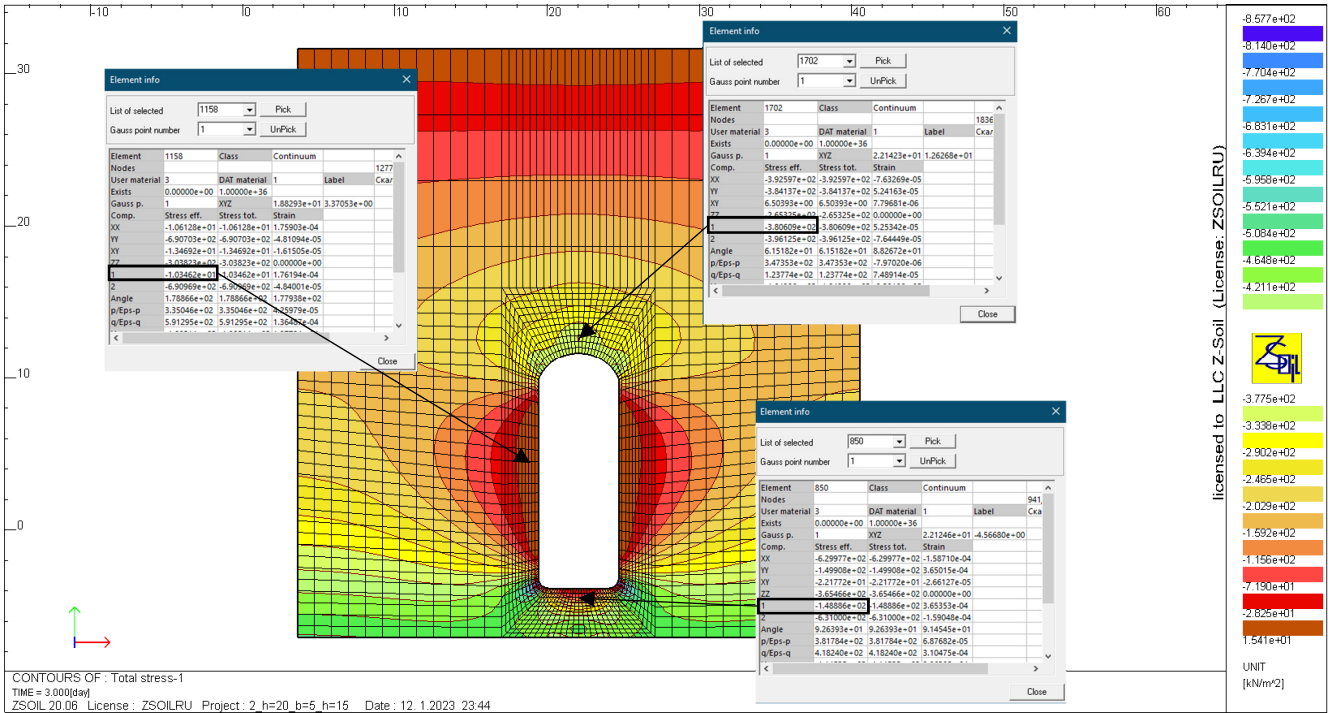


Рис. 5.7. Изополя главных напряжений  $\sigma_1$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

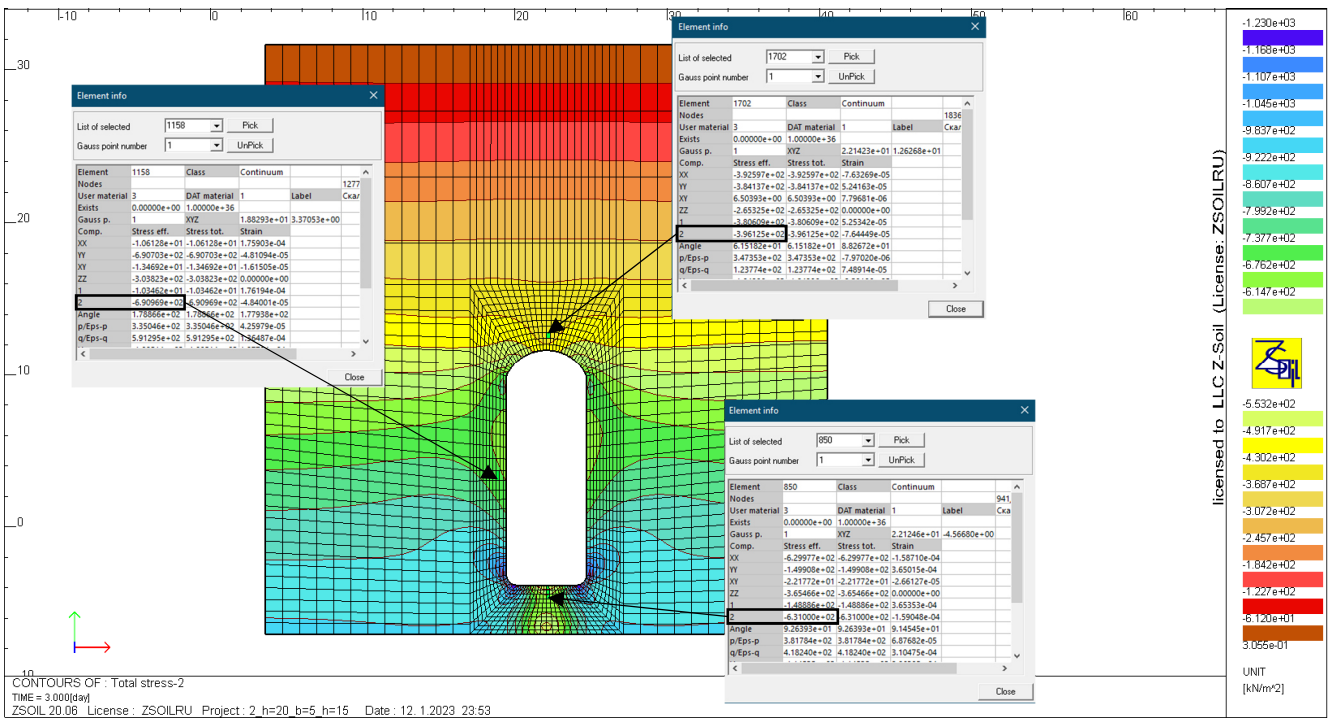


Рис. 5.8. Изополя главных напряжений  $\sigma_2$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

Расчётный случай 7 (табл. 5.2)

$H=500$  м,  $b=25$  м,  $h=5$  м

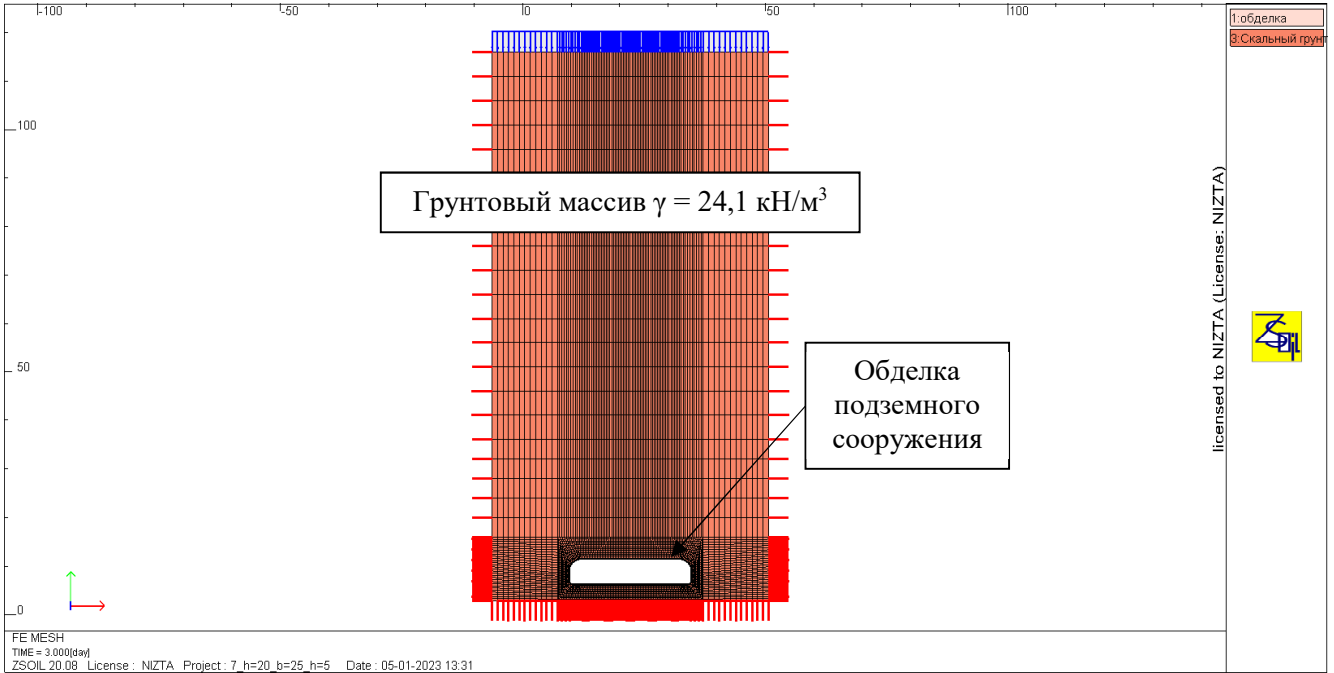


Рис. 5.9. Расчётная модель

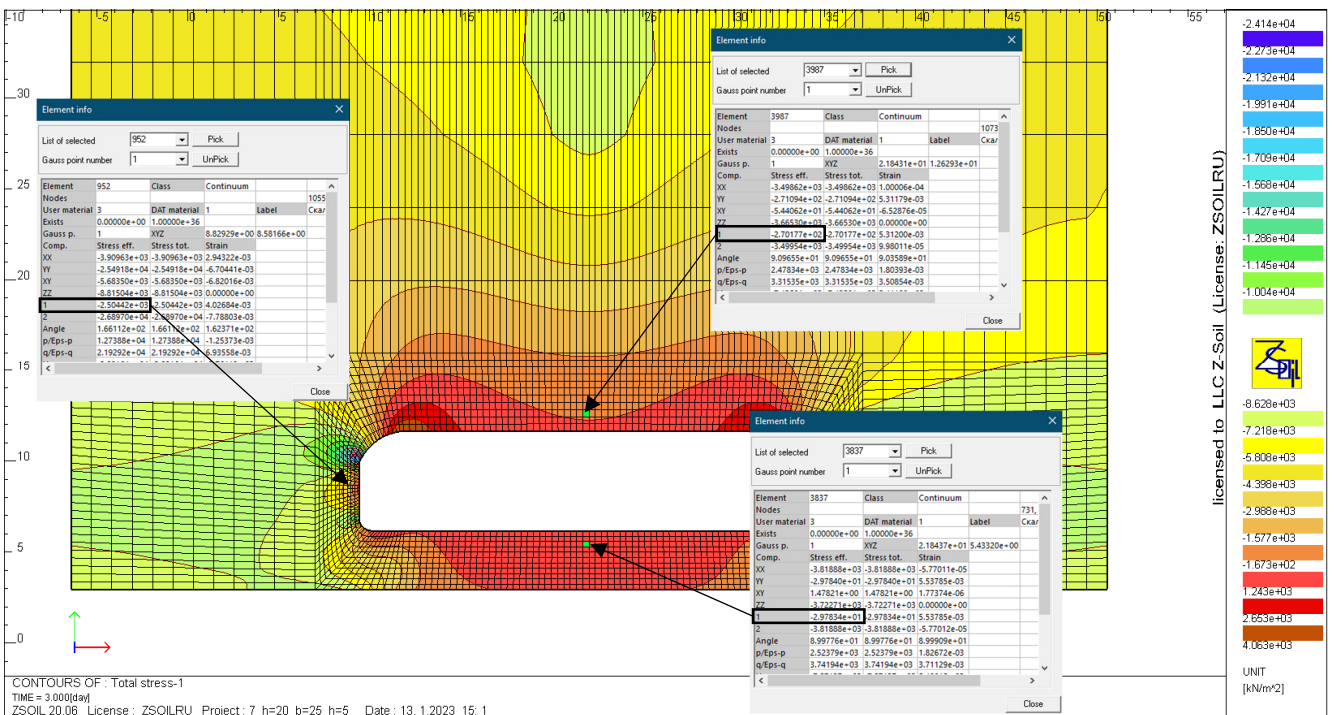


Рис. 5.10. Изополя главных напряжений  $\sigma_1$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

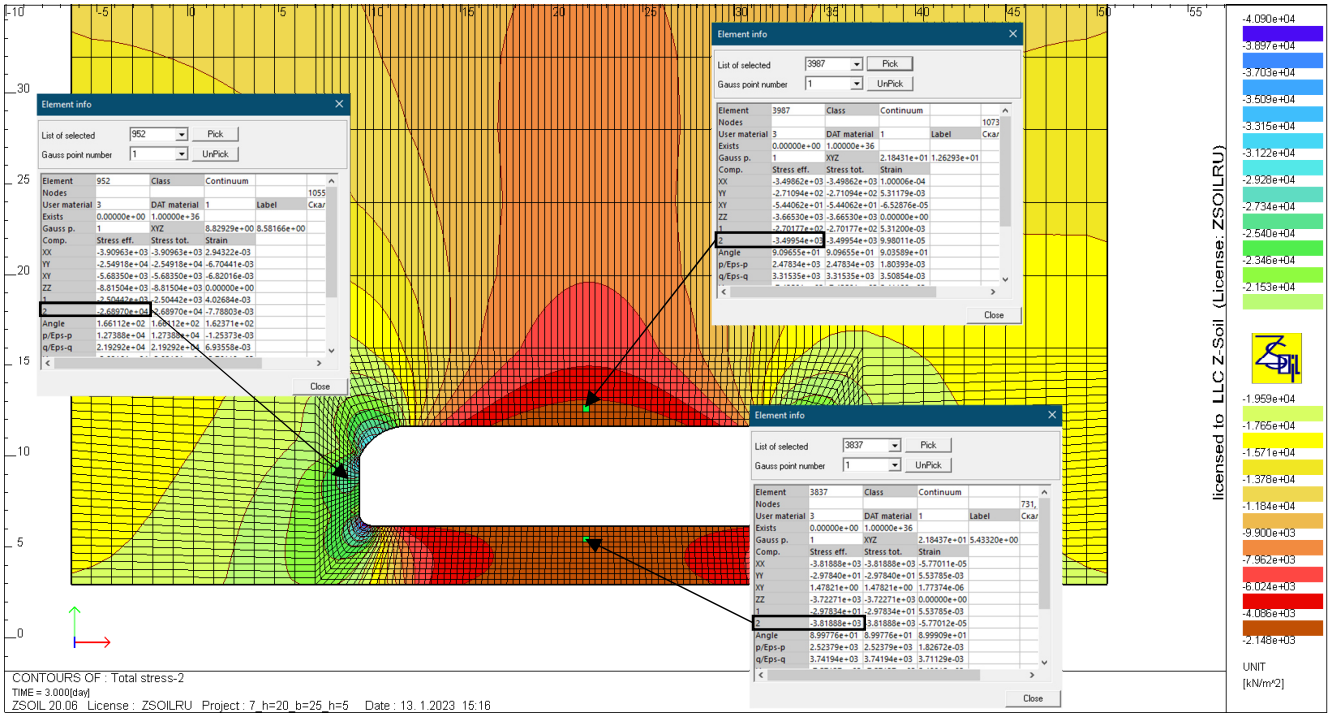


Рис. 5.11. Изополя главных напряжений  $\sigma_2$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

Расчётный случай 8 (табл. 5.2)

$$H=500 \text{ м, } b=25 \text{ м, } h=15 \text{ м}$$

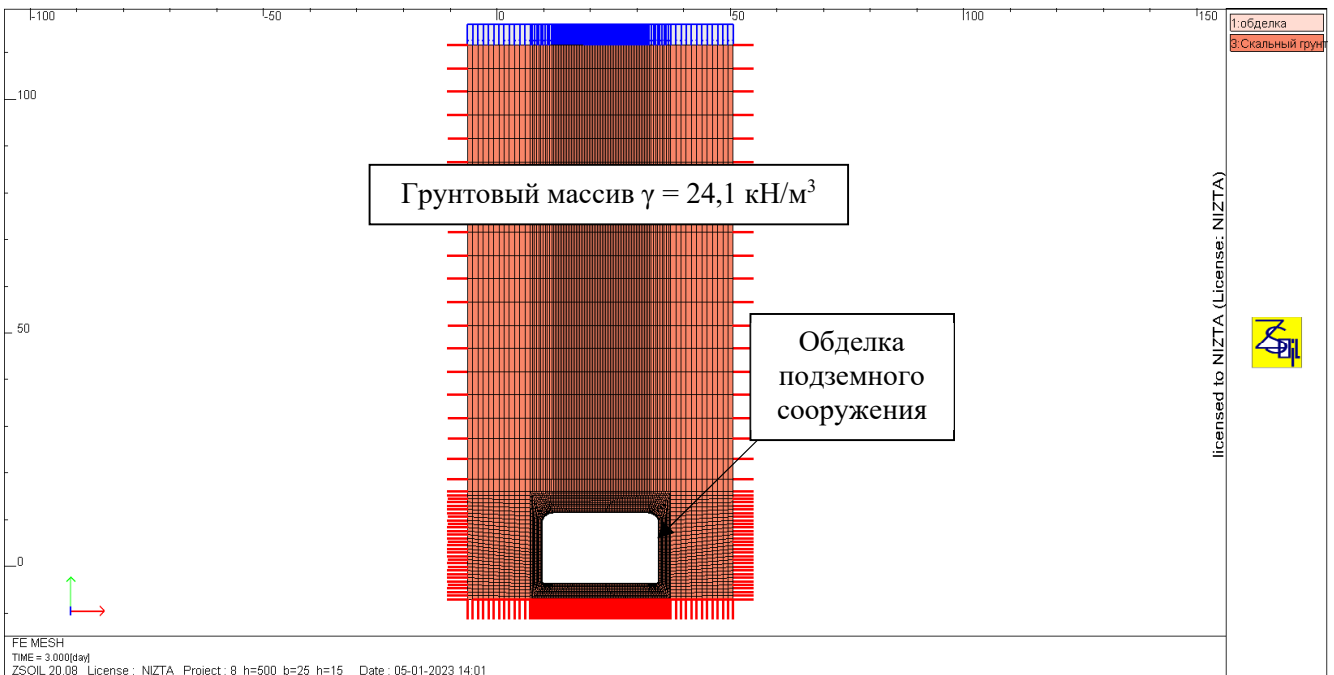


Рис. 5.12. Расчётная модель

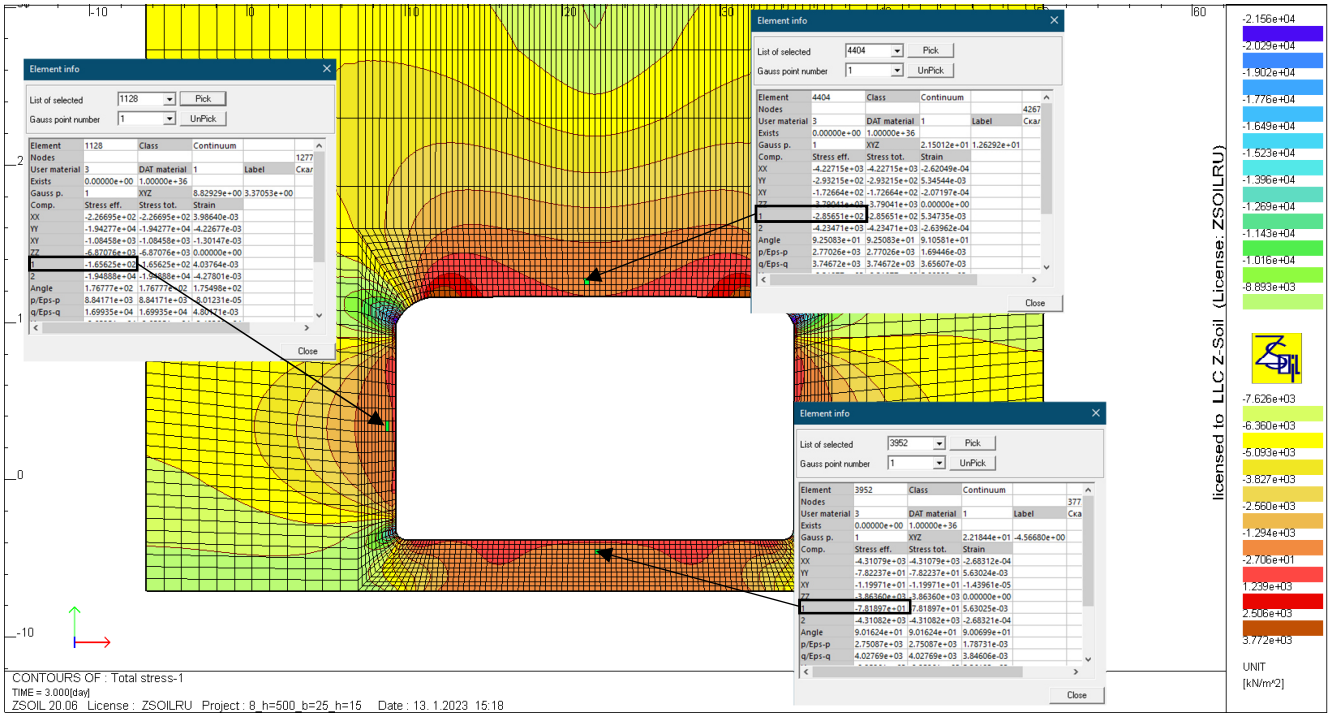


Рис. 5.13. Изополя главных напряжений  $\sigma_1$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

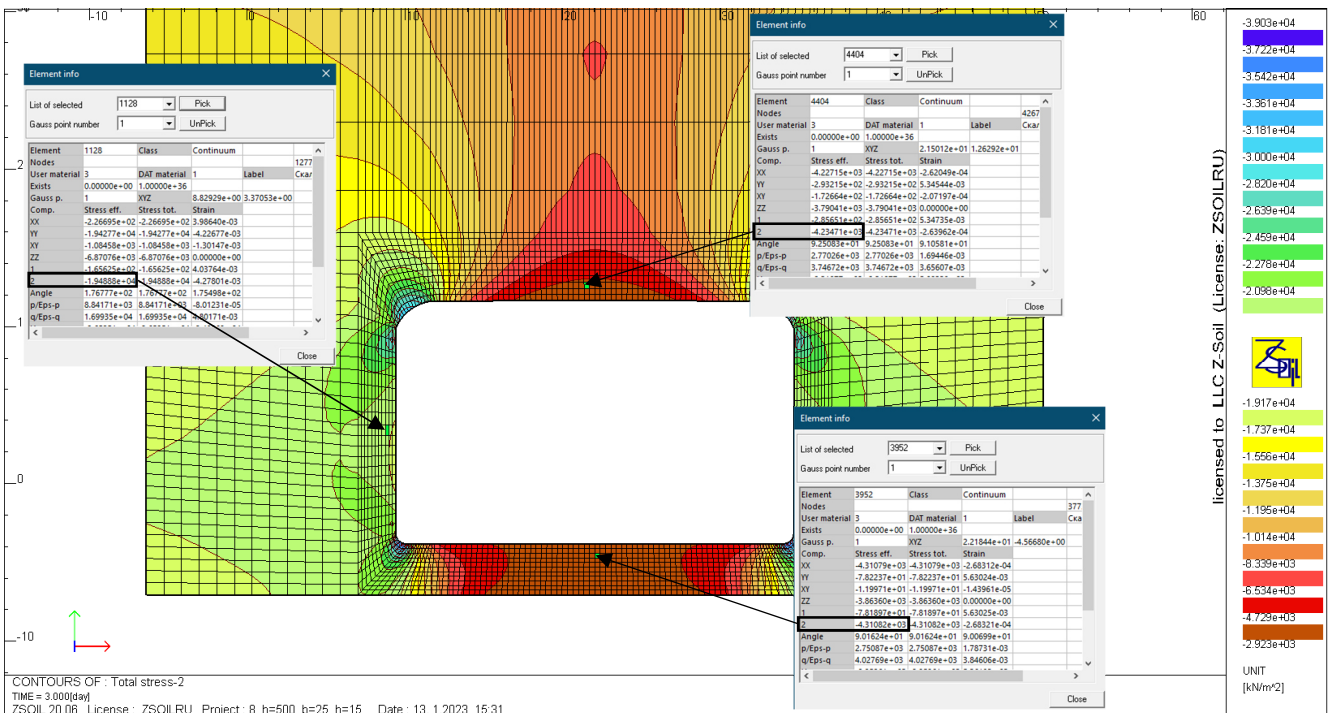


Рис. 5.14. Изополя главных напряжений  $\sigma_2$  грунтового массива на момент завершения строительства подземного сооружения (обделка сооружения скрыта)

Результаты выполненных расчётов с использованием предложенного в четвертой главе метода представлены в таблице 5.2

Таблица 5.2.

№	E <sub>o</sub> , МПа [3]	R <sub>сж</sub> , МПа [3]	R Q D	H,м	b,м	h,м	Sigma 1, МПа			Sigma 2, МПа			Модуль деформации массива E, МПа								
							т.1	т.2	т.3	т.1	т.2	т.3	т.1			т.2			т.3		
													Sigma 1	Sigma 2	Среднее	Sigma 1	Sigma 2	Среднее	Sigma 1	Sigma 2	Среднее
1*	24 000	7 8	5 0	20	5	5	0,281	0,094	0,103	0,323	0,721	0,401	697,7	698,8	698,3	693,0	708,9	700,9	693,2	700,9	697,1
2*				20	5	15	0,381	0,103	0,149	0,396	0,691	0,631	700,3	700,6	700,5	693,2	708,1	700,7	694,4	706,7	700,5
3				20	25	5	0,012	0,129	0,023	0,126	1,422	0,233	690,9	693,8	692,4	693,8	726,8	710,3	691,2	696,5	693,9
4				20	25	15	0,012	0,009	0,027	0,122	0,979	0,302	690,9	693,7	692,3	690,9	715,5	703,2	691,3	698,3	694,8
5				500	5	5	7,422	2,078	1,723	8,311	16,01	7,948	888,7	913,8	901,2	743,8	1144,9	944,4	734,6	903,5	819,1
6				500	5	15	9,281	0,189	2,085	9,703	12,87	9,594	941,6	953,9	947,8	695,4	1047,8	871,6	744,0	950,9	847,4
7*				500	25	5	0,265	2,504	0,029	3,515	26,9	3,819	697,3	781,6	739,5	755,0	6025,4	3390,2	691,4	789,7	740,5
8*				500	25	15	0,29	0,165	0,078	4,219	19,49	4,31	698,0	800,4	749,2	694,8	1255,7	975,2	692,6	802,8	747,7

\* - для указанных вариантов представлена графическая интерпретация результатов численного моделирования



По результатам расчётов выявлено, что выбранные параметры ( $H$  – глубина заложения подземного сооружения,  $b$  – ширина выработки,  $h$  – высота выработки) влияют на уровень напряжений, а следовательно, и на модуль деформации скального массива в окрестности подземного сооружения. Полученные результаты подчеркивают важность учёта нелинейной работы скального массива и правомерность использования метода, предложенного и описанного автором в четвертой главе.

По результатам расчёта составлены графики изменения модуля деформации скального массива при варьировании глубины заложения и геометрических размеров подземного сооружения (см. рис. 5.15 – 5.17). Полученные результаты сопоставляются со значением модуля деформации, полученному по эмпирической зависимости, широко применяемой в инженерной практике (1.6).

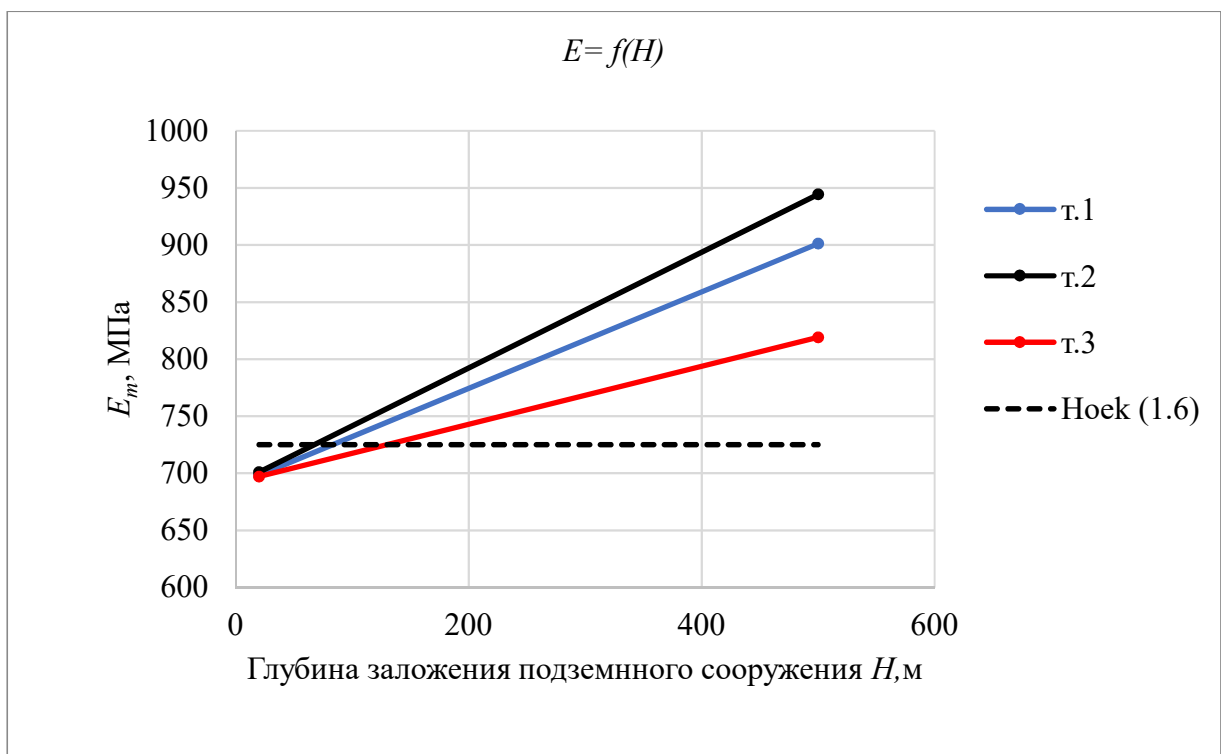


Рис. 5.15. График изменения модуля деформации скального массива в трех характерных точках при варьировании глубины заложения подземного сооружения

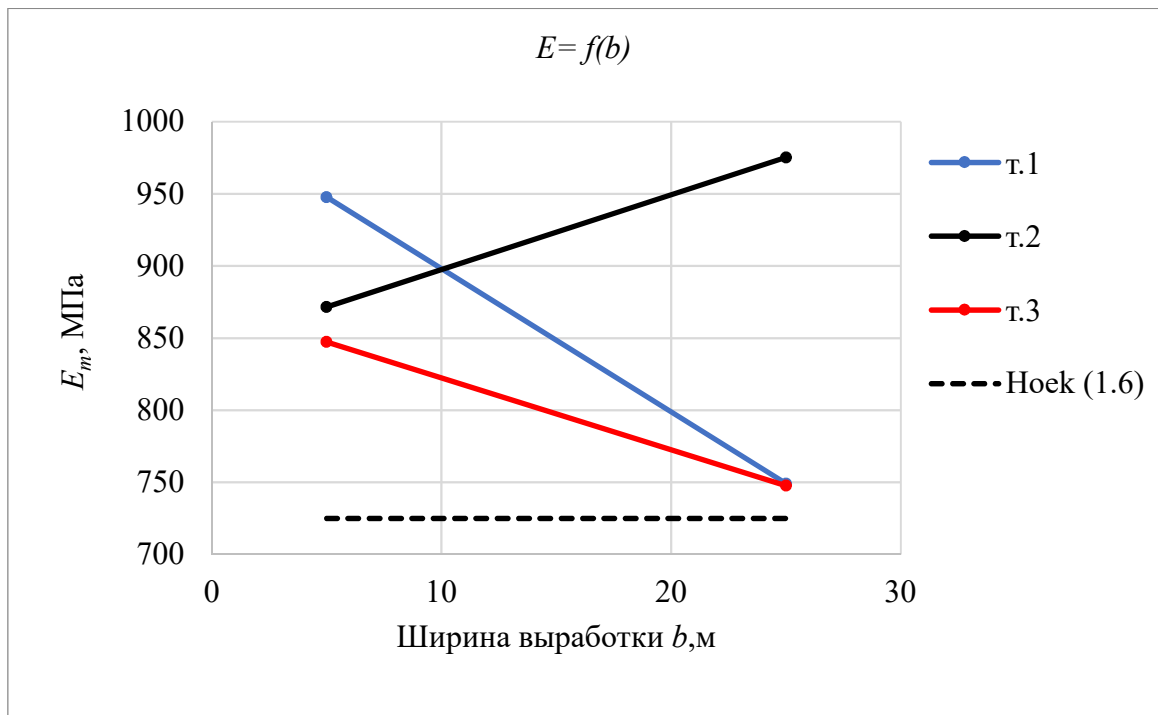


Рис. 5.16. График изменения модуля деформации скального массива в трех характерных точках при варьировании ширины выработки

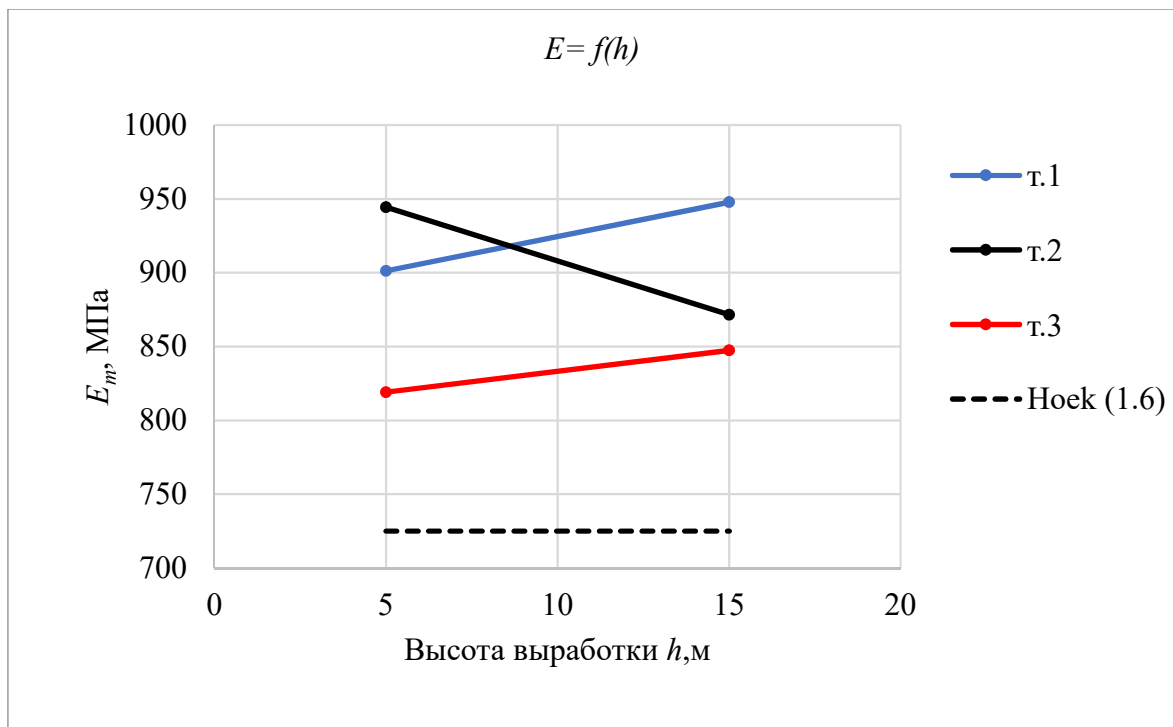


Рис. 5.17. График изменения модуля деформации скального массива в трех характерных точках при варьировании высоты выработки

Результаты сравнения показали значительно (от 1,5% до 465%) расхождение

значений модулей деформации, посчитанных по предложенному в четвертой главе методу и аналитической зависимости. Допущения о линейном деформировании скального массива, используемые в эмпирических методах, дают заниженные, отличные от реальности значения модуля деформации нелинейно деформируемого скального массива. В действительности, что подтверждается результатами расчётов, с ростом напряжений увеличивается, как указывалось выше, модуль деформации, поэтому так важно учитывать нелинейность деформирования скального массива.

### **5.3. Исследование трещиностойкости фибробетонных обделок транспортных тоннель с учётом нелинейности деформирования скального массива**

#### **5.3.1. Использование фибробетона в строительстве**

Влияние глубины заложения и геометрических размеров подземных сооружений на НДС и значения механических характеристик вмещающего массива рассматривалось на примере исследования его взаимодействия с фибробетонными обделками подземных сооружений транспортного назначения, хорошо зарекомендовавших себя в качестве конструкционного материала при возведении перегонных тоннелей Московского и Санкт-Петербургского метрополитена. Используемые в настоящее время методы расчёта трещиностойкости фибробетонных обделок [24,26] не обеспечивают полное использование возможностей фибробетона, не всегда учитывают особенности структуры указанного материала и, как следствие, взаимодействие с вмещающим массивом. В частности, отсутствуют рекомендации по расчёту трещинообразования и трещиностойкости фибробетонных обделок. Принимая это во внимание, в параграфе рассмотрен метод расчёта образования и распространения трещины в фибробетоне, основанная на зависимостях линейной механики разрушения (ЛМР).

### 5.3.2. Разработка методики расчёта трещиностойкости фибробетонной обделки транспортных сооружений

Изучение структуры фибробетона, а также сопоставление результатов натурных испытаний и численного моделирования, выполненных Е.А. Хотеевым [21] показывают, что при расчетах фибробетон может рассматриваться квазиоднородным, квазисплошным, квазиупругим материалом, что позволяет для анализа распространения в нем трещин использовать ЛМР, широко применяемую в последние десятилетия для анализа напряженного состояния различных инженерных конструкций [12,14,22].

Линейная механика разрушения – это сравнительно молодой раздел физики твердого тела, выделившийся в самостоятельную науку на рубеже XIX-XX вв., рассматривающий процессы и изучающий закономерности зарождения и продвижения трещин. Развитию ЛМР способствовал фактор, обоснованный использованием механики сплошной, изотропной, упругой среды, не позволяющий определять значения напряжений в устье трещины. В соответствии с механикой сплошного упругого тела в вершине трещины формируется сингулярная область, в которой значения компонент напряжений стремятся к бесконечности, что не позволяет определять НДС в этой области. В ЛМР рассматривается интенсивность напряжений в устье трещины, характеризуемая двумя коэффициентами интенсивности напряжений  $K_I$  и  $K_{II}$ . Эти коэффициенты характеризуют интенсивность распределения напряжений и определяют как начало движения трещин, так и длину ее распространения. Указанные коэффициенты  $K_I$  и  $K_{II}$ , соответственно, характеризуют движение трещины в условиях плоской задачи при нормальном отрыве (чистого растяжения) и чистом сдвиге [14]. Трещина распространяется, когда величина коэффициента интенсивности напряжений становится равной или больше критической величины  $K_{IC}$  или  $K_{IIC}$ , которые являются постоянными механическими характеристиками материала и определяются экспериментально. Поскольку, как показали исследования, при работе обделок трещины распространяются в условиях чистого

растяжения, в расчётах использовалось значение  $K_{IC}$ , величина которого определялась экспериментально на образцах фибробетона [21]. Как показывают эти исследования, в фибробетонных обделках фактором, провоцирующим появление трещин, как правило, является наличие начальной микротрещины, образующейся вдоль контакта фибры или заполнителя с цементным вяжущим.

Там же показано, что трещиностойкость круговой обделки определяется единичной трещиной, формирующейся в шельге свода, где наблюдаются максимальные растягивающие напряжения (рис.5.18). Эта трещина может распространяться только в своей плоскости в условиях нормального отрыва, как устойчиво, так и неустойчиво. Критерием её продвижения, как уже указывалось выше, является коэффициент  $K_{IC}$ . Устойчивое распространение трещины означает, что она в какой-то момент может остановиться и продолжение ее роста возможно только при дальнейшем увеличении приложенной нагрузки, когда значение  $K_I$  станет равным или больше значения  $K_{IC}$ .

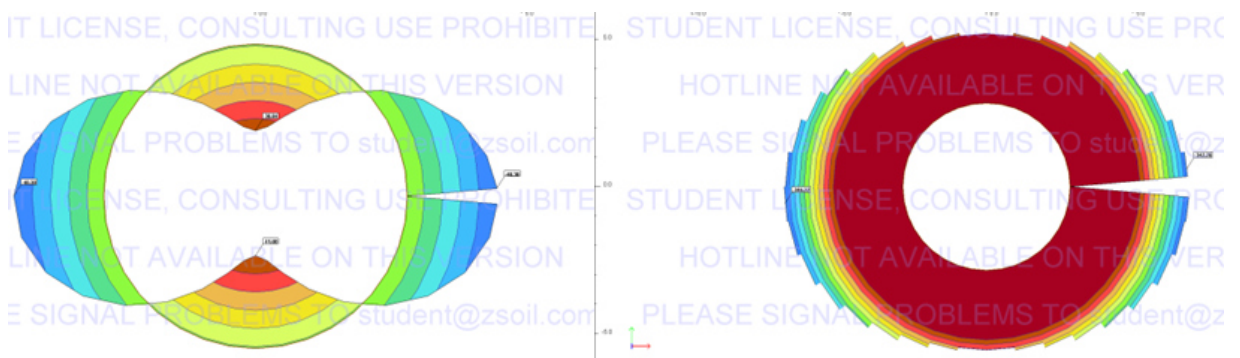


Рис. 5.18. Численное моделирование напряженного состояния тоннельной обделки круглого очертания. Слева – пример эпюры распределения изгибающих моментов, справа – пример эпюры распределения продольных сил [21]

Более сложная картина наблюдается в тоннелях сводчатого очертания, возводимых горным способом. Дополнительные расчёты взаимодействия подобных обделок со скальным массивом показали возможность одновременного появления трещин в стенах и лотковой части тоннеля, где наблюдаются максимальные растягивающие напряжения (рис. 5.19). Однако, при горном

способе возведения тоннеля его лотковая часть разрабатывается в последнюю очередь. К этому моменту наибольшие изгибающие моменты развиваются в стенах тоннеля, вследствие чего его лоток разгружается и, появившаяся в нём трещина, перестаёт продвигаться. Таким образом, к разрушению обделки тоннеля, при неблагоприятных условиях, может привести неустойчивое распространение двух симметричных трещин в обделке стен тоннеля [7,59].

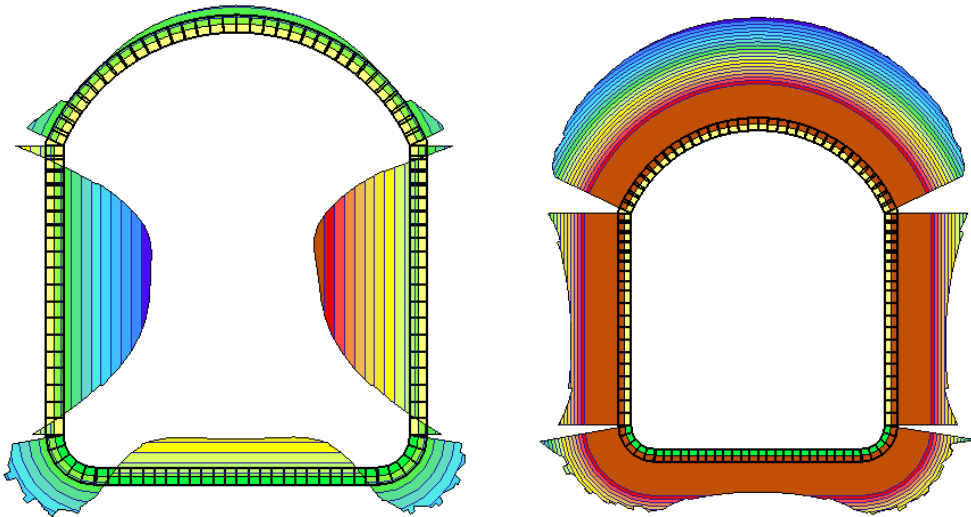


Рис. 5.19. Численное моделирование напряженного состояния тоннельной обделки сводчатого очертания. Слева – пример эпюры распределения изгибающих моментов, справа – пример эпюры распределения продольных сил

Поскольку в сечении реализуются условия нормального отрыва, макротрещина будет двигаться в своей плоскости, нормально действию растягивающих напряжений. Условие начала распространения трещины и её остановки, в этом случае, определяется, также, как и в случае обделки кругового очертания, только значением коэффициента интенсивности  $K_I$ . Движение трещины начнётся и прекратится при выполнении соответственно условий:

$$K_I \geq K_{Ic} \text{ и } K_I \leq K_{Ic} \quad (5.1)$$

Величина  $K_{Ic}$  является постоянной механической характеристикой материала, в данном случае фибробетона, и определяется экспериментально [21]. Значение коэффициента интенсивности напряжений  $K_I$  в обделке можно

определить по методике, описанной в книге В.Г. Орехова, М.Г. Зерцалова [14] для внецентренно-сжатого элемента малой кривизны, в соответствии со схемой, показанной на рисунке 5.20, по формуле:

$$K_I = \sigma^0 \sqrt{f_1(\lambda_0)} + \Delta\sigma \sqrt{f_2(\lambda_0)} \quad (5.2)$$

где  $\lambda_0$  – отношение длины начальной трещины к толщине конструкции;  $\sigma^0$  – напряжения в устье трещины;  $\Delta\sigma$  – разница напряжений в устье и в вершине начальной трещины;  $l_0$  – длина начальной трещины, принимается равной средней длине используемой фибры;  $f_1(\lambda_0), f_2(\lambda_0)$  – табличные функции, приведенные в [14].

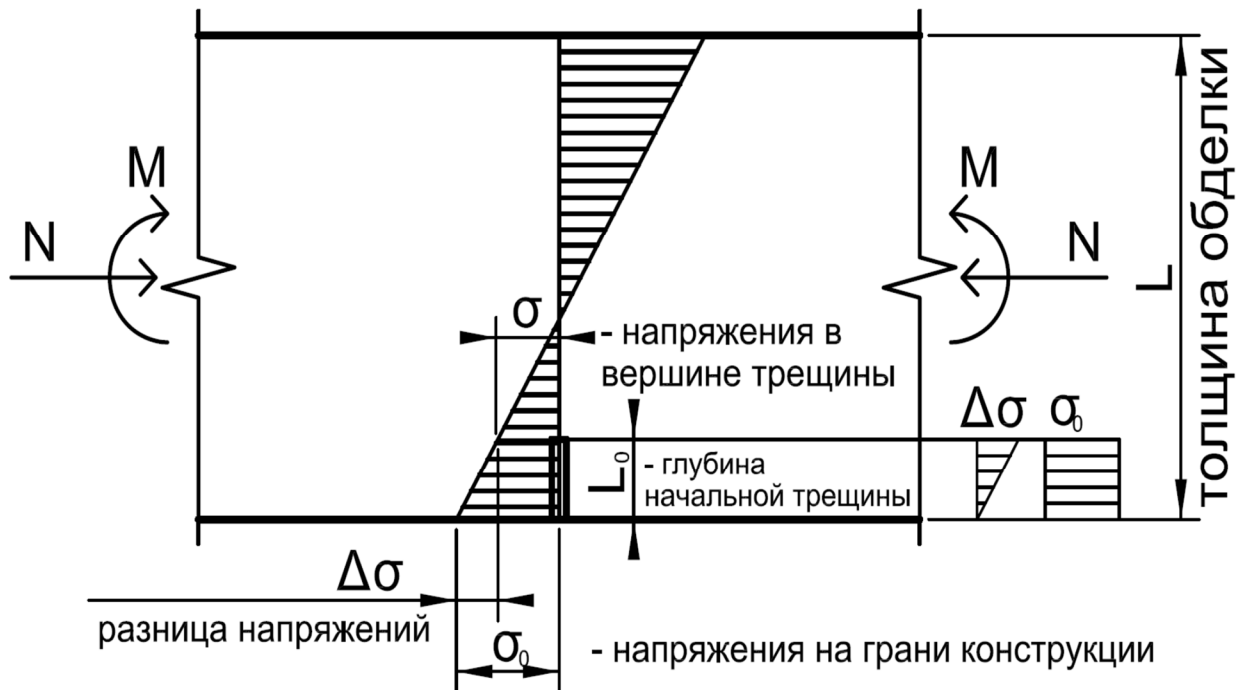


Рис. 5.20. Схема к расчету коэффициента интенсивности напряжений в вершине трещины нормального отрыва во внецентренно-сжатом элементе

Используя зависимости (5.1) и (5.2), были выполнены исследования трещиностойкости фибробетонной обделки сводчатого очертания транспортного тоннеля, сооружаемого горным способом, с учётом раскрытия выработки на полное сечение, согласно составленной матрице планирования эксперимента, представленной в таблице 5.3, с учётом раскрытия выработки на полное сечение.

В качестве независимых факторов эксперимента были выбраны:

- отношение модуля упругости бетона материала обделки тоннеля к

эффективному модулю деформации скального массива –  $\frac{E_{бет}}{E_m}$ ;

- глубина заложения шельги свода тоннеля –  $H$ ,
- отношение ширины горной выработки к ее высоте –  $\frac{b}{h}$ ;
- коэффициент бокового давления грунта –  $\lambda$ .

Описание выбранных факторов и интервалов варьирования представлено в п.2.3.3.

Таблица 5.3. Матрица планирования эксперимента в натуральных и кодированных значениях факторов

№ опы та	Факторы в натуральном виде				Факторы в кодированном виде					Выходной параметр $S_{max}$ , (коэф. инт. $K_I$ )
	$\frac{E_{бет}}{E_m}$	$H, м$	$\frac{b}{h}$	$\lambda$	$X_0$	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$	$Y$
1	32	150	2	0,9	+1	1	1	1	1	-4503,1
2	32	30	2	0,9	+1	1	-1	1	1	-860,6
3	8	150	2	0,9	+1	-1	1	1	1	-2195,6
4	8	30	2	0,9	+1	-1	-1	1	1	-456,6
5	32	150	0,5	0,9	+1	1	1	-1	1	2148,1
6	32	30	0,5	0,9	+1	1	-1	-1	1	-665,2
7	8	150	0,5	0,9	+1	-1	1	-1	1	-1665,1
8	8	30	0,5	0,9	+1	-1	-1	-1	1	-263,6
9	32	150	2	0,2	+1	1	1	1	-1	-613,9
10	32	30	2	0,2	+1	1	-1	1	-1	1810,8
11	8	150	2	0,2	+1	-1	1	1	-1	-3204,2
12	8	30	2	0,2	+1	-1	-1	1	-1	-820,5
13	32	150	0,5	0,2	+1	1	1	-1	-1	-8187,0
14	32	30	0,5	0,2	+1	1	-1	-1	-1	-1765,3
15	8	150	0,5	0,2	+1	-1	1	-1	-1	-4079,3
16	8	30	0,5	0,2	+1	-1	-1	-1	-1	-875,7

Результат каждого расчёта НДС системы «тоннель – массив» позволяет



определить распределение внутренних усилий в обделке. На основе этого анализа определяются сечения, где возможно появление трещин, что позволяет перейти к анализу процесса их распространения.

Для характерных расчётных случаев на рисунках 5.21 и 5.22 представлены растягивающие напряжения в обделке тоннеля.

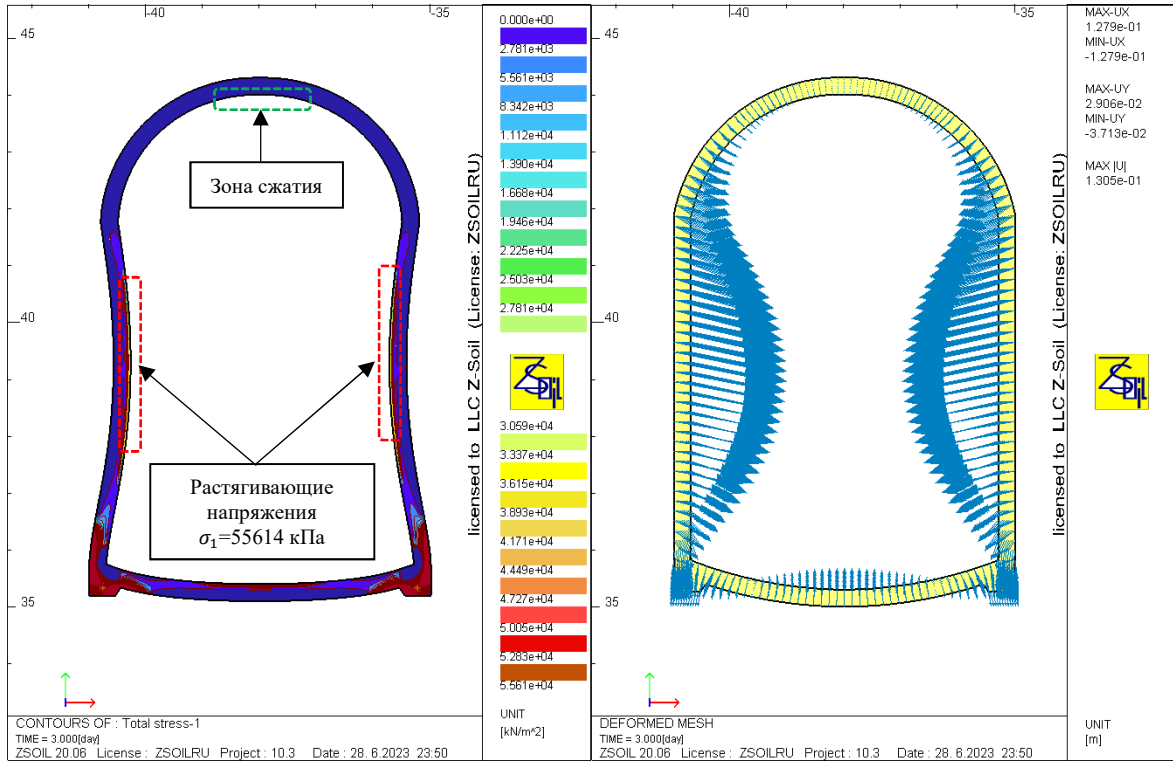


Рис. 5.21. Растягивающие напряжение в обделке тоннеля, вектора

перемещений ( $\frac{E_{бет}}{E_m} = 8$ ;  $H=150$  м;  $\frac{b}{h} = 2$ ;  $\lambda = 0,9$  м)

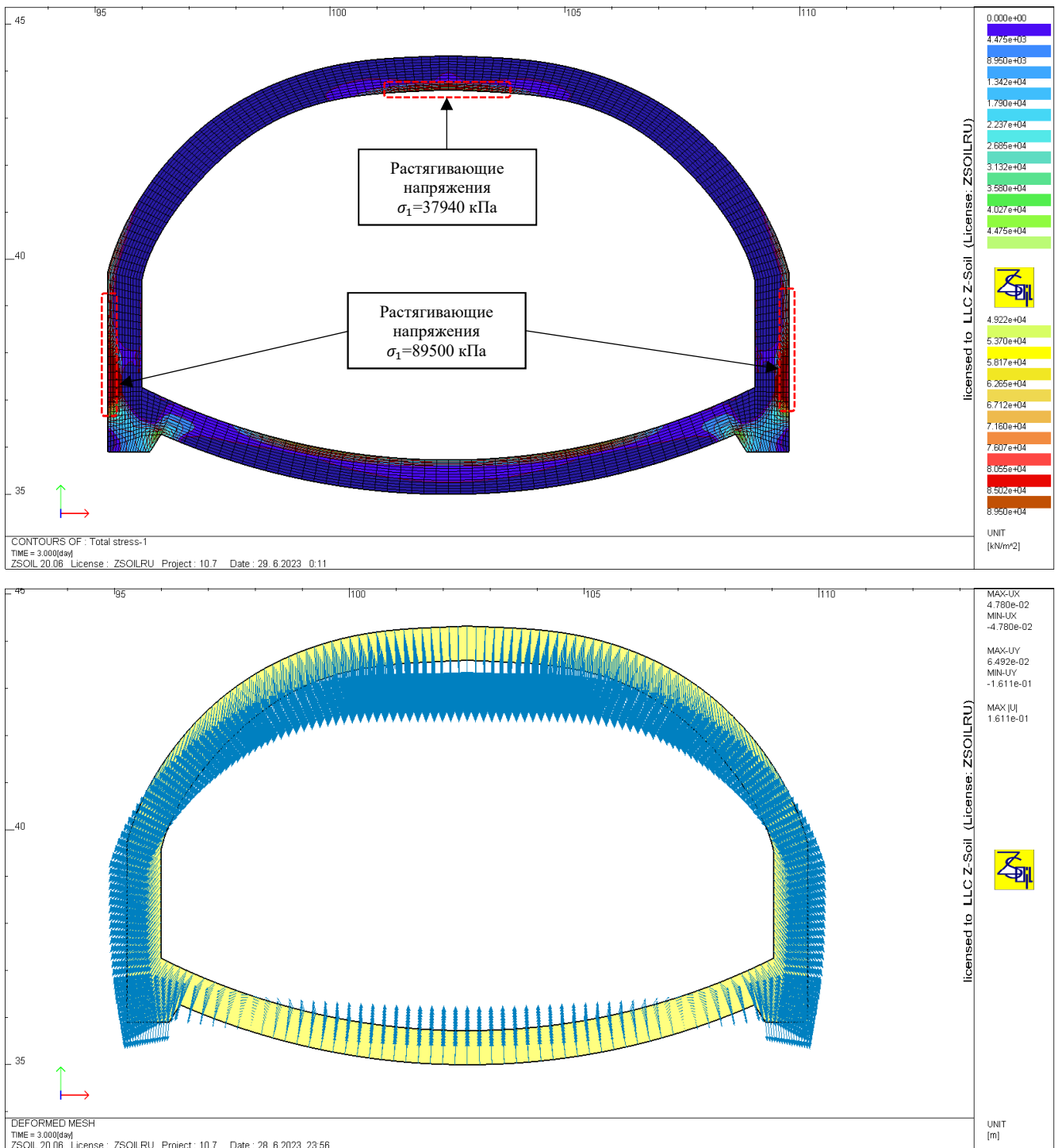


Рис. 5.22. Растягивающие напряжение в обделке тоннеля, вектора

$$\left(\frac{E_{бет}}{E_m} = 8; H=150 \text{ м}; \frac{b}{h} = 0,5; \lambda = 0,9 \text{ м}\right)$$

На основании результатов расчётов, выполненных в соответствии с матрицей планирования экспериментов, было получено уравнение регрессии:

$$K_{int} = -340.06 + 32.97 \times \frac{E_{бет}}{E_{эф}} + 5,97 \times H - 39.30 \times \frac{b}{h} + 376.03 \times \lambda \quad (5.3)$$

Коэффициента детерминации равен:

$$R^2 = 0,81, \quad (5.4)$$

что является хорошим показателем при  $R^2 \geq 0,8$ .

Выполненная проверка адекватности уравнения показала статическую значимость уравнения, установлено, что не менее 81% общей вариабельностью функции  $Y (K_i)$  объясняется изменением факторов  $X_i$ .

В обделке транспортных тоннелей сводчатого очертания, возводимых горным способом на полное сечение в скальных грунтах, появление трещин возможно в стенах и лотковой части, где наблюдались максимальные растягивающие напряжения, т.е. реализуются условия нормального отрыва.

Анализ показал, что при наблюдаемом НДС обделки трещины в её лотке не развиваются, а трещины в стенках, в силу симметрии, распространяются симметрично и устойчиво, являясь единственным фактором, который обуславливает трещиностойкость обделки. В процессе исследования было установлено, что возможны два варианта распространения, образующихся в стене трещин. В первом случае, исходная трещина не распространяется либо распространяется устойчиво, то есть останавливается на определенной глубине. Во втором случае трещина может продвинуться на глубину, при которой не соблюдается требование, предъявляемое к остаточной минимальной толщине монолитной обделки согласно [25]. В подобной ситуации может потребоваться изменение состава фибробетона или применение стержневой арматуры. Неустойчивого распространения трещины в ходе исследования не зафиксировано.

По результатам проведенных исследований была получена факторная зависимость коэффициента интенсивности напряжений  $K_I$  (4.4) от выбранных факторов в сечении обделки, где возможно продвижение трещины. Полученная зависимость позволяют для произвольной комбинации значений выбранных факторов в пределах их варьирования оценить трещиностойкость фибробетонных обделок сводчатого очертания при раскрытии выработки на полное сечение.

Всё изложенное выше позволяет заключить, что предлагаемая методика

расчёта адекватно отражает процесс распространения трещин в сводчатых фибробетонных обделках, что даёт возможность использовать её на предварительных стадиях проектирования при проходке выработки горным способом и раскрытии её на полное сечение.

В заключении можно отметить, что проведенные исследования работы фибробетонных обделок подтвердили значительное влияние глубины заложения и геометрических размеров подземных сооружений на их работу. В качестве примера приведены рисунки 5.21, 5.22, где показано влияния геометрических размеров на НДС обделок из фибробетона. Из рисунка видно, что в обделке тоннелей больших размеров величина растягивающих напряжений увеличивается на 61%. Результаты исследований также показали, что на НДС фибробетонных обделок, а, следовательно, на ее трещинообразование и трещиностойкость влияет коэффициент бокового давления вмещающего грунта.

#### **5.4. Выводы по пятой главе**

1. Результаты исследований, представленные в главе, свидетельствуют о значительном влиянии нелинейности деформирования на характеристики скального массива при его взаимодействии с подземным сооружением. По результатам расчётов установлено, что глубина заложения подземного сооружения, его ширина и высота влияют на уровень напряжений и модуль деформации скального массива в окрестности сооружения.

2. Предложенный метод на основе учёта нелинейности кривой деформирования  $\sigma = f(\varepsilon)$  позволяет более точно и объективно определить НДС скального массива и модуль деформации скального массива в зависимости от величины горного давления на глубине заложения сооружения и его геометрических параметров.

3. Полученные результаты также показывают, что значения модуля деформации, определяемые по эмпирическим зависимостям, основанные на допущении линейного деформирования скального массива, дают постоянное

заниженное значение модуля деформации, определяемого его начальным природным состоянием.

4. На основе линейной механики разрушения был разработан метод расчёта продвижения трещин в фибробетонных обделках тоннелей сводчатого очертания, т.е. обосновать закономерность их трещинообразования и трещиностойкости.

5. Использование метода определения модуля деформации скального массива с учётом его нелинейности деформирования при исследовании работы фибробетонных обделок позволил подтвердить выводы четвертой главы и показать разницу в сравнении с модулем деформации, посчитанным по эмпирической зависимости, от 1,5% до 465%.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенные исследования позволили сделать следующие выводы:

1. В представленной работе на основе численного моделирования исследовались деформационные характеристики скальных массивов, ослабленные системой взаимно-ортогональных трещин с учётом масштабного фактора. Подобные структуры очень часто встречаются в инженерной практике при строительстве в горных районах.

2. Результаты численного моделирования блочных сред подтвердили справедливость вывода, сделанного С.Б. Ухова в работе [20] о том, что представительность объёма скального массива, определяемая критерием квазисплошности зависит не только от величины указанного критерия, но также и от деформационных характеристик, как структурных отдельностей, так и межблочных трещин. Было установлено, что величина этого критерия увеличивается с уменьшением жёсткости, как скальных отдельностей, так и межблочных трещин, и изменяется в пределах 8 – 11.

3. Результаты проведенных исследований показано, что на основании используемых в настоящее время методов определения модуля деформации скального массива (аналитических, эмпирических и экспериментальных зависимостей) в расчётах принимаются постоянные значения модуля деформации, что не корректно, поскольку нелинейность кривой  $\sigma = f(\varepsilon)$  приводит к увеличению значений указанных характеристик при изменении НДС скального массива. Эмпирические методы, основанные на использовании квалификационных систем скального массива, определяют значение его модуля деформации в природном состоянии (без приложения нагрузки). В тоже время, результаты натурных штамповых опытов дают заниженные результаты модуля деформации скальных массивов, поскольку не позволяют достичь уровня напряжений, формирующихся при возведении реальных сооружений.

4. Результаты исследования показали, что в этом случае совместное использование МКЭ и метода планирования эксперимента позволяет более

корректно определить модуль деформации трещиноватого скального массива.

5. На первом участке, нелинейность которого обусловлена смыканием трещин, модуль деформации блочного массива определяется с использованием зависимости Goodman [41] с уточнениями, принятыми на основании результатов натурных и лабораторных исследований, проведенных в нашей стране и за рубежом.

6. Исследования деформирования блочного фрагмента в пределах второго участка показало, что в результате сдвига скальных блоков по межблочным швам приводит к нарушению сплошности скального массива, что делает невозможным использование аналитических решений, основанных на механике сплошного упругого тела. Учитывая это, были проведены численные исследования деформирования скального массива в условиях штамповых испытаний при различных углах наклона системы взаимно-ортогональных трещин к направлению действия сжимающей нагрузки. В результате было получено уравнение регрессии, которое позволяет получить значения модуля деформации с точностью, принимаемой в инженерных расчётах (15 – 20%).

7. Предложенный метод даёт возможность расчётным путем построить кривую деформирования скального массива  $\sigma = f(\varepsilon)$  ослабленного системой взаимно ортогональных трещин, при одноосном сжатии в пределах первых двух участков кривой. Это позволяет максимально точно смоделировать поведение блочного скального массива при проведении натурных штамповых опытов.

8. Результаты исследований, в которых изучалось влияние сетей трещин различной конфигурации на деформационные характеристики скальных массивов, показывают, что при выполнении условия представительности объёмов и равенства величин тензора плотности трещин, возможно использование предлагаемого метода для исследования деформационных характеристик скальных массивов, рассечённых не только системой взаимно-ортогональных трещин. Однако, наличие такой возможности требует проведения отдельных дополнительных исследований.

9. Результаты исследований свидетельствуют также о значительном влиянии нелинейности деформирования на характеристики скального массива при его взаимодействии с подземным сооружением. По результатам расчётов установлено, что глубина заложения подземного сооружения, его ширина и высота влияют на уровень напряжений, а следовательно, и на величину модуля деформации скального массива в окрестности подземных выработок.

10. На основании более точного определения модуля деформации скального массива разработан метод определения трещиностойкости фибробетонных обделок тоннелей сводчатого очертания, основанный на линейной механике разрушений.

#### **Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы.**

Необходимо дальнейшее исследование деформационные характеристики скальных массивов с ортогональной сеткой трещин на третьем участке и деформационных характеристик массивов, ослабленных произвольной сеткой трещин.

Результаты исследований предполагается внедрить в практику НИР и опытно-конструкторских работ.



**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Бахвалов Н.С. и Панасенко Г. Гомогенизация: усреднение процессов в периодических средах, Москва, Издательство «Наука», 1984, с. 352.
2. Витке В. 1990. Механика скальных пород, пер. с нем. – М.: Недра, с. 439.
3. Власов А.Н. и Мерзляков В.П. Усреднение деформационных и прочностных свойств в механики скальных пород: Монография. — М.: Издательство АСВ, 2009. с. 208.
4. Зерцалов М.Г. Геомеханика. Введение в механику скальных грунтов. Изд-во АСВ, 2014.
5. Зерцалов М.Г., Минин К.Е. 2020. Численное моделирование при определении деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов. // Гидротехническое строительство. №11, с. 20-25.
6. Зерцалов М.Г. Фибробетонные обделки безнапорных гидротехнических туннелей в скальных грунтах и расчёт их трещиностойкости / М.Г. Зерцалов, Д.Ю. Чунюк, К.Е. Минин, А.И. Полысаева // Гидротехническое строительство. – 2021. – №10. – С. 46-50.
7. Зерцалов М.Г. Использование линейной механики разрушений при расчёте трещиностойкости фибробетонных обделок транспортных тоннелей / М.Г. Зерцалов, К.Е. Минин, Е.А. Хотеев // Сборник трудов 12-й Всероссийской научной конференции с международным участием «Механика композитных материалов и конструкций, сложных и гетерогенных сред» им. И.Ф. Образцова и Ю.Г. Яновского, 15-17 ноября 2022 г., Москва. – М.: ООО «Сам Полиграфист», 2022. – С. 521-528.
8. Зерцалов М.Г. Численное моделирование при определении деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов / М.Г. Зерцалов, К.Е. Минин // Сборник тезисов международной научно-технической конференции по геотехнике «Современные теоретические и практические вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и методики

расчётов» (GFAC 2021), 27-29 октября 2021 г., Санкт-Петербург. – СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2021. – С. 42.

9. Мерзляков В.П. 1987. Тензор плотности трещин в определении эффективных упругих коэффициентов неоднородной среды. Вопросы математики, механики сплошных сред и применение математических методов в строительстве, 136-142.

10. Мерзляков В.П. и Власов А.Н. 1993. Влияние полигональных сетей трещин на деформационные характеристики скальных пород. Основания, фундаменты.

11. Меркин В.Е., Зерцалов М.Г., Петрова Е.Н. Подземные сооружения транспортного назначения, Инфра-Инженерия, 2022, с.432.

12. Морозов Е.М., Партон В.З. Некоторые задачи механики разрушения для плоскости с разрезами. В кн. Прочность и деформация материалов в неравномерных физических полях. М., Атомиздат, 1968, 2, С. 216-253.

13. Некрасов В.П. Метод косвенного вооружения бетона. Монография. М.: 1925.

14. Орехов В.Г., Зерцалов М.Г. Механика разрушения инженерных сооружений и горных массивов. Изд-во АСВ, 1999, С. 330.

15. Привалов А.А. Выбор рациональной формы поперечного сечения безнапорных гидротехнических туннелей в слабых скальных грунтах: дис. канд. техн. наук, 25.23.07 – М, 2004. – С.140.

16. Реза Р.Н. Выбор форм поперечного сечения безнапорных гидротехнических туннелей: дис. канд. техн. наук, 05.23.07 – М, 2000. – С. 146.

17. Речицкий В. И. Оценка характеристик жесткости скальных трещин по данным натурных исследований на гидротехнических объектах. Гидротехническое строительство, №. 8, Москва, Издательство «Энергопрогресс», 1998, с. 44 – 49.

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

19. Урастембеков Б.А. 1996. Метод экспериментальной устойчивости подземных выработок в трещиноватых скальных массивах на физических моделях. – Автореферат дис., к.т.н. – М.: МГСУ, с. 21.
20. Ухов С. Б. 1975. Скальные основания гидротехнических сооружений, Москва, Издательство "Энергия", с. 34-41.
21. Хотеев Е.А. Метод расчёта трещиностойкости тоннельных обделок кругового очертания их фибробетона с учётом взаимодействия с вмещающим грунтовым массивом: дис. канд. техн. наук, 25.00.20 – М, 2016. – С. 165.
22. Черепанов Г.П. Некоторые основные вопросы линейной механики разрушения.
23. Ширяев Р.А., Карпов Н.М., Придорогина И.В. Модельные испытания прочности и деформируемости трещиноватых пород. Известия ВНИИГ им Б.Е. Веденеева – т. 137, с. 51-59.
24. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных тоннельных обделок с использованием композитных материалов. Госконстракт от 19.12.2018 г. №ДГП18-103-РМ (Департамент градостроительной политики города Москвы).
25. СП 120.13330.2012. Метрополитены. – М.: Минрегион России. 2012.
26. СП 360.1325800.2017. Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования. – М.: Стандартинформ. 2018.
27. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные. – М.: Стандартинформ. 2018.
28. Bandis S., Lumsden C. and Barton N. 1983. Fundamentals of Rock Joint Deformation. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 249-268.
29. Bandis S. Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints, Ph.D. thesis, Univ. of Leeds, 1980, pp. 385.
30. 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.

31. Barton N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 185-216.
32. Bieniawski Z. 1978. Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 237-245.
33. Bieniawski, Z. *Engineering rock mass classifications / Z.T. Bieniawski*. – John Wiley and sons, 1989. –252 p.
34. Deere, D. Technical description of rock cores for engineering purposes / D.U. Deere// *Felsmechanik un Ingenieurgeologie*. 1963. Volume 1(1). P. 16-22.
35. Deere D., Peck R., Monsees J. and Schmidt B. (1969): Design of tunnel liners and support system. Office of high-speed ground transportation, U.S. Department of transportation. PB 183799.
36. Deere, D. The rock quality designation (*RQD*) Index in practice / D. Deere, D. Deere // *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*, ASTM STP 984, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. P. 91-101.
37. Ebadi M., Karomi Nasab S. and Jalalifar H. 2011. Estimating the deformation modulus of jointed rock mass under multilateral loading condition using analytical methods. *Journal of Mining & Environment* 2 (2), 146-156.
38. Fukushima K. 1993. Scale effect on the underground openings according to their constructional sequences. *The 2nd Int. Workshop on Scale Effect in Rock Masses*, Lisbon, 93-99.
39. Gokceoglu C, Sonmez H, Kayabasi A. 2003. Predicting the deformation moduli of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 40(5), 701–10.
40. Goodman R., Taylor R. and Brekke T. 1968. A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the soil mechanics and foundations division* 99. 637-660.
41. Goodman R. 1970. Deformability of joints. *Proceedings of the Symp. on determination in-situ modulus of deformation of rock*, Denver, 174 – 196.

42. Hoek E. and Brown E. The E. Hoek-Brown failure criterion, Proc. 15<sup>th</sup> Can. Rock mech. Symp., 1988.
43. Hoek E., Carranza-Norres C., Corkum B. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Int. Proc. of the 5<sup>th</sup> North American MECH. Symp. And 17<sup>th</sup> Tunnel. Association of Canada Conference<sup>^</sup>NARMS-TAC, Univer. Of Toronto, 2002.
44. Hoek E. and Diederichs M. 2006. Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 203 – 215.
45. Kulatilake P. and Yang X. 2016. PFC<sup>3D</sup> modeling of a jointed rock block behavior near an underground excavation and comparison with physical model test results. 4th Itasca Symposium on Applied Numerical Modeling, Lima.
46. Laubscher, D. Design aspects and effectiveness of support systems in different mining conditions // T. I. Min. Metall. A. 1984. Volume 93. P. A70-A81.
47. 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.
48. Palmström A., Milne D., Peck W. The reliability of rock mass classification used in underground excavation and support design // International Society for Rock Mechanics. News journal. 2003. Vol. 7, No. 1. Pp. 40–41.
49. Priest S. and J. Hudson J. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci & Geomechanics Abstracts, 13 (5), 1976, pp. 135-148.
50. Rowe P. and Armitage H. 1984. The Design of Piles Socketed into Weak Rock, Geotechnical Research Report, GEOT 11-84, National Research Council, Canada, Ottawa Ontario, 366 pp.
51. Serafim J. 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.
52. Sonmez H, Gokceoglu C, Ulusay R. 2004. Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41(5), 849–57.

53. Terminology, Symbols and graphic representation, commission on terminology, ISRM, July 1975.
54. Truzman M., Corley D., Lipka D. Determination of Unit Tip Resistance for Drilled Shafts in Fractured Rocks using the Global Rock Mass Strength. *Pan-Am CGS Geotechnical Conf.*, 2011.
55. Vlasov A., Zertsalov M. and Vlasov D. Influence of normal and shear stiffness of fractures on deformation characteristics of rock mass. *Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction*, 2019, pp. 413-419. London: CRC Press.
56. Wickham G. 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.
57. Yoshinaka R. and Yamabe T. 1986. Joint stiffness and the deformation behaviour of discontinuous rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 23 (1), 19-28.
58. Zangerl C., Evans K., Eberhardt E. and Loew S. 2008. Normal stiffness of fractures in granitic rock: A compilation of laboratory and in-situ experiments. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 45 (2008), 1500–1507.
59. Zertsalov M. Crack resistance estimation of fibre reinforced tunnel linings constructed by conventional method in rocks / M.G. Zertsalov, V.E. Rusanov, K.E. Minin, A.I. Polysaeva // *Journal of Physics: Conference Series*. – 2021. – Vol. 1928. – P. 012031.
60. Zertsalov M.G. Determination of deformation characteristics of rock massifs using numerical modeling / M.G. Zertsalov, K.E. Minin // *Proceedings of the II scientific conference "Modelling and methods of structural analysis" (MMSA-2021)*, 11-13 November 2021, Moscow. - submission MS ID: AIPCP22-AR-MMSA2021-00137.
61. Zertsalov M. Fiber-reinforced concrete lining of unpressurized hydraulic tunnels in rocks and determination of their crack resistance / M. Zertsalov, D. Chunyaev,

K. Minin, A. Polysaeva // Power Technology and Engineering. – 2022. – Vol. 55. – № 6. – P. 877-880.

62. Zertsalov M. Numerical modeling in determining deformation characteristics of fractured rock massifs / M. Zertsalov, K. Minin // E3S Web of Conferences. – 2022. – Vol. 363. – P. 02012.

63. Zertsalov M. To the problem of determining the deformation characteristics of jointed rock mass / M. Zertsalov, D. Vlasov, K. Minin // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 869. – № 7. – P. 072045.

64. Zhang L. and Einstein H. 2004. Using *RQD* to Estimate the Deformation Modulus of Rock Masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 337-341.

65. Zhang L. 2017. Evaluation of rock mass deformability using empirical methods – A review. Underground Space 2(2017), 1-15.

### Оценка средней ширины раскрытия трещин

Для использования вышеуказанных зависимостей S. Bandis и L. L. Zhang требуется найти среднюю ширину раскрытия трещин  $a_i$ .

В диссертации представлена методика оценки средней ширины раскрытия трещин, разработанная по результатам анализа выполненных инженерно-геологических изысканий реконструируемого Северомуйского тоннеля, в ходе которых было произведено колонковое бурение скважин диаметром до 160 мм, глубиной до 263 м. Всего было пробурено 379 горизонтальных и наклонных инженерно-геологических скважин. Весь объём полученных при бурении кернов размещался в специальных ящиках (рис. П.1).

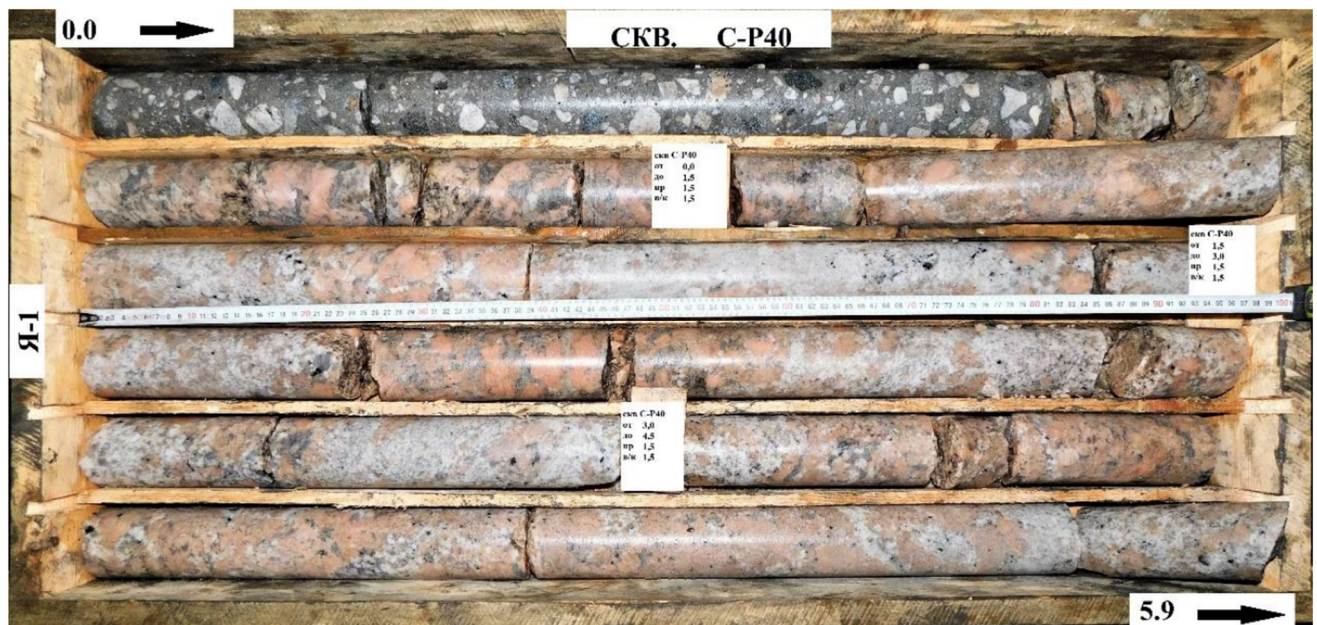


Рис. П.1. Фотография керна (пример)

Оценка средней величины раскрытия трещин производится в следующей последовательности:

1. Оценивается выход качественного керна и определяется  $RQD$  по формуле (1.1).
2. Производится описание керна, фиксируется количество трещин, угол падения трещин  $\alpha$  и величина раскрытия каждой трещины.



3. Производится подсчёт общего количества трещин  $\sum N_{\text{тр}}$  и суммарной величины раскрытия трещин  $\sum a_i$ , определяется средняя величина раскрытия трещин  $a_i$  по формуле:

$$a_i = \frac{\sum a_i}{\sum N_{\text{тр}}} \quad (\text{П.1})$$

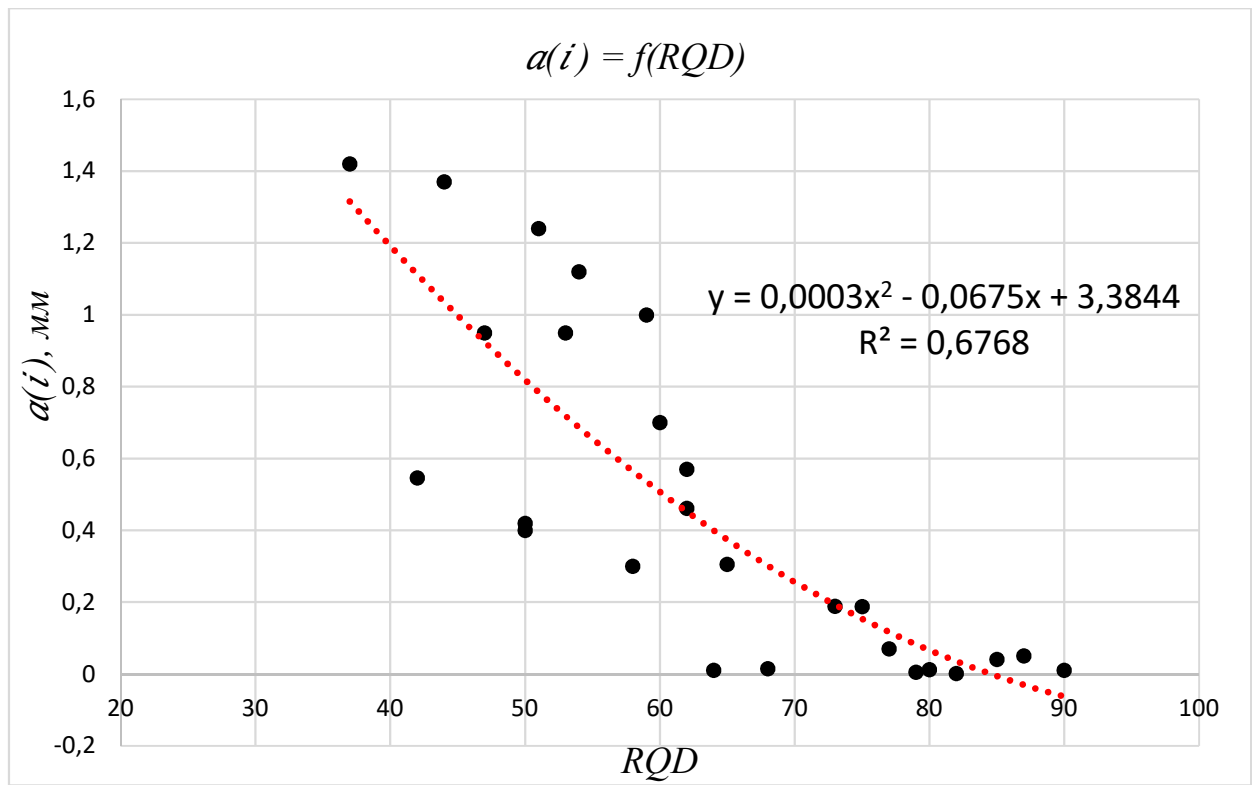
В таблице П.1 представлены результаты обработки отобранных кернов.

Таблица П.1

Ящик	П.н. керна	Общее количество трещин, $\sum N_{\text{тр}}$ , шт	Суммарная величина раскрытия трещин $\sum a_i$ , м
Я-1	1	8	0,5674
	2	8	
	3	9	
	4	2	
Я-2	5	5	0,2079
	6	3	
	7	1	
	8	5	
Я-3	9	3	0,1413
	10	0	
	11	4	
	12	5	
Я-4	13	2	0,1212
	14	1	
	15	3	
	16	4	
Я-5	17	4	0,1585
	18	0	
	19	5	
	20	6	
Я-6	21	11	1,6397
	22	11	
	23	4	
	24	7	
Я-7	25	2	0,3052
	26	2	
	27	3	
	28	5	
Я-8	29	3	0,1883
	30	5	

	31	6	
	32	3	
Я-9	33	5	0,4617
	34	5	
	35	8	
	36	5	
Я-10	37	2	0,0407
	38	9	
	39	10	
	40	10	
Я-11	41	6	0,0504
	42	4	
	43	3	
	44	3	
Я-12	45	3	0,0106
	46	3	
	47	11	
	48	9	
Я-13	49	5	0,0333
	50	9	
	51	2	
	52	3	
Я-14	49	2	0,0358
	50	3	
	51	2	
	-	-	

На основании обработки и анализа инженерно-геологических изысканий получена зависимость изменения средней ширины раскрытия трещины ( $a_i$ ) от показателя качества пород  $RQD$  (рис. П.2).

Рис. П.2.  $a_i = f(RQD)$

### Список опубликованных научных работ по теме диссертации

*Публикации в отечественных изданиях, которые входят в международные реферативные базы данных и системы цитирования (Scopus, Springer) и считаются включенными в Перечень рецензируемых научных изданий (отрасли знаний: «Engineering: Mechanical Engineering», «Environmental Science: Water Science and Technology», «Energy: Energy Engineering and Power Technology»):*

1. Зерцалов М.Г. Численное моделирование при определении деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов / М.Г. Зерцалов, К.Е. Минин // Гидротехническое строительство. – 2020. – №11. – С. 20-25.

2. Зерцалов М.Г. Фибробетонные обделки безнапорных гидротехнических туннелей в скальных грунтах и расчёт их трещиностойкости / М.Г. Зерцалов, Д.Ю. Чунюк, К.Е. Минин, А.И. Полысаева // Гидротехническое строительство. – 2021. – №10. – С. 46-50.

3. Zertsalov M.G. Fiber-reinforced concrete lining of unpressurized hydraulic tunnels in rocks and determination of their crack resistance / M.G. Zertsalov, D.U. Chunyuk, K.E. Minin, A.I. Polysaeva // Power Technology and Engineering. – 2022. – Vol. 55. – № 6. – P. 877-880.

*Статьи, опубликованные в журналах, индексируемых в международной реферативной базе Scopus (отрасли знаний: «Engineering: General Engineering», «Materials Science: General Materials Science», «Energy: General Energy», «Environmental Science: General Environmental Science», «Earth and Planetary Sciences: General Earth and Planetary Sciences», «Physics and Astronomy: General Physics and Astronomy»):*

1. Zertsalov M. To the problem of determining the deformation characteristics of jointed rock mass / M. Zertsalov, D. Vlasov, K. Minin // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 869. – № 7. – P. 072045.

2. Zertsalov M.G. Crack resistance estimation of fibre reinforced tunnel linings constructed by conventional method in rocks / M.G. Zertsalov, V.E. Rusanov, K.E.

Minin, A.I. Polysaeva // Journal of Physics: Conference Series. – 2021. – Vol. 1928. – P. 012031.

3. Zertsalov M. Numerical modeling in determining deformation characteristics of fractured rock massifs / M. Zertsalov, K. Minin // E3S Web of Conferences. – 2022. – Vol. 363. – P. 02012.

*Статьи, опубликованные в других научных журналах и изданиях:*

1. Зерцалов М.Г. Численное моделирование при определении деформационных характеристик трещиноватых скальных массивов / М.Г. Зерцалов, К.Е. Минин // Сборник тезисов международной научно-технической конференции по геотехнике «Современные теоретические и практические вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и методики расчётов» (GFAC 2021), 27-29 октября 2021 г., Санкт-Петербург. – СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2021. – С. 42.

2. Zertsalov M.G. Determination of deformation characteristics of rock massifs using numerical modeling / M.G. Zertsalov, K.E. Minin // Proceedings of the II scientific conference "Modelling and methods of structural analysis" (MMSA-2021), 11-13 November 2021, Moscow. - submission MS ID: AIPCP22-AR-MMSA2021-00137.

3. Зерцалов М.Г. Использование линейной механики разрушений при расчёте трещиностойкости фибробетонных обделок транспортных тоннелей / М.Г. Зерцалов, К.Е. Минин, Е.А. Хотеев // Сборник трудов 12-й Всероссийской научной конференции с международным участием «Механика композитных материалов и конструкций, сложных и гетерогенных сред» им. И.Ф. Образцова и Ю.Г. Яновского, 15-17 ноября 2022 г., Москва. – М.: ООО «Сам Полиграфист», 2022. – С. 521-528.