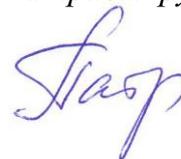


ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет»

На правах рукописи



ПАТРУШЕВ ЮРИЙ ВЛАДИМИРОВИЧ

**ДИСТАНЦИОННАЯ ОЦЕНКА И ПРОГНОЗ РАЗВИТИЯ ОПАСНЫХ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ
ТОННЕЛЕЙ**

Специальность 25.00.08 – Инженерная геология,
мерзлотоведение и грунтоведение

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель - Писецкий Владимир Борисович,
доктор геолого-минералогических наук,
доцент

Екатеринбург – 2017

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
ГЛАВА 1. Методы и технологии горного мониторинга в процессах строительства транспортных тоннелей.....	8
1.1. Инженерно-геологические исследования и методы горного мониторинга в процессах строительства транспортных тоннелей.....	8
1.2. Технология горного мониторинга при строительстве тоннелей в условиях г. Сочи.....	14
1.3. Системы сейсмического мониторинга в зарубежной практике строительства подземных сооружений.....	23
Выводы по главе 1.....	28
ГЛАВА 2. Модель состояния устойчивости "ПТС-ТОННЕЛЬ" в ближней и дальней зонах влияния подземного сооружения.....	29
2.1. Основные элементы структуры массива горных пород, влияющие на прочность и деформационные процессы в области влияния подземного сооружения.....	31
2.2. Критерии устойчивости массива горных пород.....	42
2.3. Развитие опасных инженерно-геологических процессов и явлений в тоннельном строительстве.....	54
2.3.1. Опасные явления в ближней зоне строительства тоннеля.....	54
2.3.2. Дальняя зона влияния тоннеля.....	61
Выводы по главе 2.....	64
ГЛАВА 3. Прогноз развития опасных инженерно-геологических процессов на основе оперативной системы сейсмической локации массива горных пород.....	65
3.1. Методика сейсмической локации массива горных пород из забоя тоннеля.....	67
3.2. Оценка структуры и параметров НДС по сейсмическим данным.....	73
3.3. Контроль и прогноз опасного развития состояния устойчивости ПТС - ТОННЕЛЬ по сейсмическим и инженерно-геологическим данным.....	76
Выводы по главе 3.....	85
ГЛАВА 4. Результаты применения сейсмического мониторинга состояния устойчивости массива горных пород в процессах строительства и эксплуатации транспортных тоннелей.....	87
4.1. Инженерно-геологические процессы и оценка устойчивости массива горных пород в интервале аварийного состояния транспортного тоннеля №6 в г.Сочи.....	87
4.2. Обеспечение горного мониторинга в условиях строительства нового Байкальского тоннеля.....	98
4.3. Результаты сравнительных исследований массива горных пород различными сейсмическими системами.....	109
Выводы по главе 4.....	117
Заключение.....	118
Список сокращений и условных обозначений.....	121
Список литературы.....	122

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы

Проблема прогноза развития опасных инженерно-геологических процессов и явлений в транспортном строительстве подземных сооружений требует решения достаточно широкого круга сложных задач в условиях следующих основных обстоятельств:

- глубина строительства тоннелей существенно ограничивает технические и экономические возможности методов инженерно-геологического изучения массива горных пород с дневной поверхности;

- скорости развития инженерно-геологических процессов (в первую очередь – динамических деформационных процессов) существенно опережают скорости проходки и крепления выработки, что приводит к динамическим явлениям по неочевидным сценариям потери устойчивости природно-технической системы “геологическая среда – выработка – крепь” (далее – “ПТС-ТОНNELЬ”).

Состояние устойчивости массива горных пород в процессах строительства тоннелей определяется структурой и параметрами напряженно-деформированного состояния (НДС) в ближней и дальней зонах забоя. Общепринятые методы рейтинговой оценки критериев состояния устойчивости массива горных пород не учитывают в полной мере или исключают в принципе динамическое развитие НДС. Очевидно, что решение подобных задач необходимо искать на основе эффективного применения сейсмических методов, которые способны обеспечить дистанционное исследование структуры, свойств и напряженного состояния массива горных пород впереди груди забоя тоннеля.

Цель исследований – Совершенствование и разработка новых методических и технологических элементов системы оперативной оценки и прогноза опасного состояния устойчивости ПТС-ТОНNELЬ в различных инженерно-геологических процессах с целью обеспечения безопасности и эффективности процессов строительства тоннелей.

Объект исследований - природная и техногенная инженерно-геологические обстановки в зоне строительства транспортных тоннелей.

Предмет исследований – критерии состояния массива горных пород в процессе строительства транспортных тоннелей на основе сейсмических методов и горного мониторинга.

Задачи исследований:

- анализ существующих методов дистанционного прогноза инженерно-геологических условий строительства транспортных тоннелей в отечественной и зарубежной практике;
- анализ моделей и критериев состояния устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ;
- разработка оптимизированной схемы системы горного мониторинга структуры и параметров НДС массива горных пород на основе метода 3D-3C сейсмолокации (поляризационный метод регистрации сейсмических волн в объеме массива горных пород) и рейтинговых подходов к оценке критериев устойчивости ПТС;
- анализ результатов применения системы сейсмического мониторинга при строительстве транспортных тоннелей в различных инженерно-геологических условиях и в соревновательном режиме с передовыми зарубежными аналогами.

Идея работы. Повышение достоверности оценки дистанционного прогноза развития опасных инженерно-геологических процессов и явлений в рамках регламента строительства тоннелей возможно на основе совместного и независимого применения нескольких рейтинговых систем с введением фактора напряжений и численного моделирования деформационных процессов по результатам применения метода 3D-3C-сейсмической локации.

Методика исследований. Основу работы составляет анализ практического опыта применения метода 3D-3C сейсмической локации в различных инженерно-геологических условиях, в том числе, с учетом сопоставления результатов этого метода с данными применения известных зарубежных сейсмических методов

дистанционного исследования массива горных пород в процессах подземного строительства.

Научная новизна:

1. Обоснована сейсмогеологическая модель состояния устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ с природной и техногенной системой нарушения сплошности, которые являются объектами отражения упругих волн с градацией атрибутов сейсмических сигналов по уровню риска проявления опасных явлений.

2. Разработаны критерии дистанционной оценки категорий устойчивости массива горных пород на основе независимого применения известных рейтинговых систем с учетом сейсмических оценок структуры и параметров напряженного состояния.

3. Исследованы результаты применения метода 3D-3C-сейсмической локации в условиях осадочных и кристаллических массивов горных пород с целью обобщения и уточнения методических и технологических подходов в рамках регламента тоннельного строительства.

4. Проведены сравнительные исследования массива горных пород методом 3D-3C-сейсмолокации и зарубежными сейсмическими системами.

Практическая значимость. Метод 3D-3C сейсмолокации в предложенном методическом варианте эффективно применяется в процессах строительства и эксплуатации транспортных тоннелей как система поддержки безопасности и экономической эффективности производственных процессов и конкурирует с передовыми зарубежными аналогами.

Личный вклад соискателя. Все рассматриваемые автором положения диссертационной работы разработаны с его личным и непосредственным участием с начала разработки и всего периода применения сейсмической системы горного мониторинга в подземных условиях.

Реализация на производстве. Разработки и активное участие автора в процессах промышленного горного мониторинга в полной мере использованы при создании технологической системы контроля и прогноза опасного развития

состояния устойчивости массива горных пород в подземном строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей.

Апробация работы. Основные теоретические и практические результаты исследований автора докладывались на 13 международных конференциях. По теме диссертации, опубликовано 9 работ, из которых 4 статьи, входящих в перечне ВАК при Минобрнауки России и 3 работы входят в базу данных Scopus.

Исходные материалы. Все исходные материалы получены автором совместно с коллективом лаборатории геофизических систем при кафедре геоинформатики Уральского государственного горного университета в период 2010-2017 г.г.

Защищаемые положения, выносимые на защиту

1. Устойчивость природно-технической системы формируемой процессами строительства тоннелей в существенной степени определяется дискретной структурой и градиентом горного давления массива горных пород контролируемые в поле сейсмических сигналов отраженных волн.

2. Оценка и прогноз развития опасных инженерно-геологических процессов и динамических явлений обеспечивается оперативной методикой 3D-3C сейсмической локации ближней и дальней зон влияния тоннеля с учетом применения независимых рейтинговых систем оценок категорий устойчивости массива горных пород и численных технологий моделирования деформационных процессов.

3. Достоверность и эффективность контроля и прогноза опасного развития состояния устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ пород на основе метода 3D-3C сейсмической локации подтверждается результатами практического применения горного мониторинга в процессах строительства и эксплуатации транспортных тоннелей в различных инженерно-геологических обстановках и в условиях сравнительных испытаний с известными зарубежными аналогами.

Объём и структура работы. Диссертационная работа состоит из введения, четырёх глав, заключения и списка литературы, включающего 83 наименования. Текст диссертации изложен на 132 страницах, содержит 50 рисунков, 11 таблиц.

Благодарности. Автор выражает искреннюю благодарность научному руководителю диссертации доктору геолого-минералогических наук, зав. кафедрой геоинформатики, профессору Писецкому В.Б. за оказанную помощь в написании работы; сотрудникам кафедры геоинформатики и кафедры гидрогеологии и инженерной геологии ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет».

ГЛАВА 1. МЕТОДЫ И ТЕХНОЛОГИИ ГОРНОГО МОНИТОРИНГА В ПРОЦЕССАХ СТРОИТЕЛЬСТВА ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Проблемы строительства транспортных тоннелей в большей своей части связаны с обеспечением безопасности горно-технических работ. Риски развития аварийных ситуаций в процессах строительства тоннелей порождают не только проблемы обеспечения безопасности подземного строительства, но и осложняют решение экономических, технологических и других процессов подземного строительства. Частые аварийные ситуации в практике строительства подземных сооружений свидетельствует о явно недостаточных средствах прогнозирования вариантов развития инженерно-геологических процессов и динамических явлений в ближней и дальней зонах влияния подземной инфраструктуры на массив горных пород.

1.1. Инженерно-геологические исследования и методы горного мониторинга в процессах строительства транспортных тоннелей

В соответствии с действующим законодательством подземные выработки (тоннели, шахты и т.п.) являются опасными производственными объектами, и внедрение систем горного мониторинга с целью прогноза процессов развития опасных динамических явлений и внезапного изменения инженерно-геологических условий для них должно осуществляться в соответствии с действием Федерального закона от 21 июля 1997 г. №116-ФЗ – «О промышленной безопасности опасных производственных объектов» [72].

Контроль структуры и параметров напряженно-деформированного состояния (НДС) массива горных пород в процессах ведения подземных горно-технических работ с целью предотвращения опасных геодинамических явлений регламентируется требованиями п.41 ПБ 05-618-03 в редакции приказа Ростехнадзора от 20.12.2010 г. № 1158 и протокола Совещания «Контроль состоянии горного массива, контроль и прогноз внезапных выбросов и горных ударов», г. Москва, 21 февраля 2012 г., Ростехнадзора.

Существует ряд отраслевых документов, регламентирующих методики геотехнического мониторинга и в том числе: “Рекомендации по проведению геотехнического мониторинга строящихся и эксплуатируемых автодорожных тоннелей” [77]. При этом, согласно СП 22.13330.2011 [78] и СП 122.13330.2012 [79], проведение геотехнического мониторинга автодорожных тоннелей является неотъемлемым условием в период их строительного производства и на начальном этапе эксплуатации.

Основные задачи геотехнического мониторинга согласно перечисленным выше документам включают в себя:

- контроль состояния строящихся автодорожных тоннелей и прилегающих к нему объектов мониторинга в период строительства и на начальном этапе эксплуатации;

- контроль изменений и определение механизмов развития процессов эволюции напряженно-деформированного состояния объектов мониторинга и массива горных пород;

- разработку постоянно действующей инженерно-геологической модели с целью оперирования параметрами горного мониторинга в численных схемах моделирования схем состояния устойчивости природно-технической системы “геологическая среда - подземная выработка” (“ПТС ТОННЕЛЬ”).

Наблюдения на участке строительства тоннеля подразделяется на мониторинг склоновых процессов и мониторинг конструкций тоннеля (временные крепи, обделки), экологический мониторинг. Мониторинг склоновых процессов включает в себя системы режимных наблюдений за изменением состояния грунтов, уровня подземных вод и за развитием опасных геологических процессов (эрозии, оползней, карстово-суффозионных явлений и т. п.). Мониторинг конструкций тоннеля включает в себя наблюдения за состоянием временных крепей, обделки, а также зданий и сооружений, находящихся в зоне его строительства.

Горный мониторинг строящихся транспортных тоннелей, а так же объектов (геологическая среда, здания и сооружения), попадающих в зону влияния

строительного производства, включает следующие методы наблюдений: инженерно-геологические, инструментальные и геофизические.

Инженерно-геологические и экологические исследования проводятся на всех стадиях проектирования и строительства тоннелей. В период строительства инженерно-геологические исследования проводятся с целью опробования забоев тоннелей одновременно с выполнением комплекса геофизических исследований для последующего корректного прогноза состояния массива горных пород перед забоем. Полученные данные должны отражать литологический состав массива горных пород, физико-механические свойства, характер слоистости, тектоническую нарушенность и степень трещиноватости.

Прогноз устойчивости массива горных пород на обнажении забоя тоннеля выполняется с использованием геомеханической классификации Н.С. Булычева [5]. Степень устойчивости пород, согласно этой классификации, определяется следующими факторами:

- прочность пород при одноосном сжатии в водонасыщенном состоянии или при естественной влажности в зависимости от гидрогеологических условий в полосе строительства;

- модуль общей деформации, удельное сцепление и угол внутреннего трения пород;

- показатель качества керна (RQD - Rock Quality Designation);

- модуль трещиноватости.

В программу инструментального мониторинга входит:

- 1) Определение напряженно-деформированного состояния крепей и обделок в натуральных условиях по смещению контура выработки и напряжениям в конструкциях при помощи датчиков линейной деформации;
- 2) Наблюдение за деформациями скального массива в натуральных условиях, при помощи экстензометров;
- 3) Высотное и плановое положение обделки тоннелей (геодезические марки);
- 4) Наблюдение за оползневыми процессами на припортальных участках (грунтовые репера, геодезические марки, инклинометры).

Инженерно-геологическое обследование тоннеля включает в себя документацию забоя и геофизические исследования состояния массива горных пород в ближней зоне. Документация забоя включает информацию по составу грунтов, элементов залегания, слоистости, степени трещиноватости (модуль трещиноватости и показатель качества керна RQD), наличие пликтивных и дизъюнктивных тектонических структур, степень водообильности и др. При этом экспресс-методами (склерометры) определяются предел прочности на одноосное сжатие и коэффициент крепости по Протоdjяконову [35]. На основании полученных данных оценивается в соответствии с классификацией Булычёва устойчивость грунтов в груди забоя и в кровле.

Геофизические наблюдения в составе горного мониторинга производятся в целях:

- регулярной оценки инженерно-геологических условий, структуры и относительных значений параметров НДС массива горных пород впереди забоя тоннеля;
- опережающее выявление наиболее опасных и аномальных участков трассы строительства автодорожного тоннеля;
- прогноз развития опасных инженерно-геологических процессов и фиксирование границ зоны влияния строящегося тоннеля (мульда сдвижения).

Результатами геофизических наблюдений в границах ПТС-ТОННЕЛЬ по трассе транспортного тоннеля являются уточненные значения физико-механических свойств грунтов на различных масштабных уровнях (на обнажении забоя, в ближней и дальней зонах влияния тоннеля) и опережающий прогноз категории устойчивости массива горных пород.

В состав геофизических наблюдений в зависимости от конкретных инженерно-геологических условий включаются:

- сейсмоакустические наблюдения (сейсмическое профилирование с земной поверхности и из подземных выработок, сейсмический каротаж, многоточечное сейсмическое просвечивание целиков между выработками и скважинами в диапазоне частот 10-500 Гц);

- поляризационный метод трёхкомпонентной сейсмической локации массива горных пород на отраженных волнах из забоя тоннеля (3D-3C-локации);
- акустико-эмиссионные и ультразвуковые измерения в диапазоне частот 500-30000 Гц на обнажении забоя тоннеля и пробам грунтов;
- электрометрические наблюдения (электрическое профилирование, вертикальное электрическое зондирование на поверхности и в подземных выработках, измерения естественного поля, георадарное обследование);
- каротажные исследования;
- метод электромагнитного импульсного (ЭМИ) сверхширокополосного (СШП) зондирования.

Для реализации геофизических наблюдений при строительстве автодорожных тоннелей с точки зрения трудоемкости, обеспечения безопасности, и экономической эффективности, как показывает практика отечественных и зарубежных геофизических технологий прогноза, наиболее целесообразными являются поляризационный метод трёхкомпонентной сейсмической локации (3D-3C-локация) и метод электромагнитного импульсного (ЭМИ) сверхширокополосного (СШП) зондирования.

История применения геофизических систем контроля состояния устойчивости массива горных пород в подземном строительстве и в процессах разработки месторождений твердого сырья насчитывает несколько десятилетий. Наиболее развиты сейсмические системы регистрации сейсмоэнергетического состояния массива горных пород (пассивные методы регистрации сейсмоакустической эмиссии в контуре шахтных полей). В меньшей степени применяются методы сейсмической локации массива горных пород (регистрация сигналов отраженных волн в режиме активного механического воздействия на забой горных механизмов или импульсных воздействий ударно-взрывных типов). Но решение основной проблемы - прогноза степени риска процессов развития опасных геодинамических явлений, остается сложной и неопределенной задачей.

В шахтных условиях широко применяется пассивный сейсмоакустический метод в различных его модификациях. Применение этого метода и

специализированной аппаратуры определено действующей Инструкцией по безопасному ведению горных работ [82]. В акустических методах используются колебания сравнительно высоких частот (до 20 КГц), которые сильно поглощаются в исследуемой среде, поэтому контролируемое пространство массива горных пород невелико и характеризуется интегральным амплитудно-частотным параметром.

В течение последних десятилетий, в нашей стране, были разработаны приборы и системы регистрации сигналов акустической эмиссии, такие как сейсмоакустический комплекс «Гроза-16», выпускаемый в Красноярске НПО «Сибцветметавтоматика», «Прогноз», выпускаемый силами ВНИМИ, системы АСКГД «Прогноз-5АМ» и «Прогноз-ADS» [19].

Хорошо зарекомендовала себя система, под названием АПСС-1 (МакНИИ, Украина) [10], которая активно используется на угольных предприятиях Украины и достаточно объективно контролирует устойчивость обнажения массива горных пород в ближней зоне груди забоя на основе интегрального амплитудно-частотного параметра. Главным преимуществом данной аппаратуры, ввиду ее простоты, является низкая стоимость, отсутствие проблем с обработкой информации и небольшие затраты на обслуживание.

Система горного сейсмологического мониторинга ССМ GITS (ВНИМИ) представляет собой аппаратно-программный комплекс, ориентированный на региональный режим непрерывного контроля сейсмоэнергетического состояния объема подземного пространства в границах горного отвода. Комплекс состоит из сети сейсмических ЗС-пьезоакселерометров, цифровых телеметрических каналов связи, программного комплекса обнаружения и обработки сигналов [45]. Аппаратно-программные средства комплекса предназначены для непрерывного контроля объема шахтного поля или других объектов с выявлением участков и зон активизации естественных и техногенных геомеханических и сейсмических процессов в массива горных пород посредством пространственно распределенной сети сейсмических датчиков.

Опыт применения пассивных методик контроля состояния устойчивости массива горных пород при строительстве транспортных тоннелей, как и других упомянутых выше систем, показал определенные возможности контроля элементов структуры массива горных пород и некоторых косвенных параметров состояния устойчивости массива горных пород, но чрезвычайно низкую эффективность объективного прогноза уровня риска развития опасных ситуаций в создаваемой ПТС-ТОННЕЛЬ.

1.2. Технология горного мониторинга при строительстве тоннелей в условиях г. Сочи

Строительство 8-ми транспортных тоннелей с общей протяженностью проходки более 16 км в пределах г. Сочи осуществлялась в сжатые сроки (2010-2013 г.г.) и в максимально сложных условиях, к которым, прежде всего, относятся:

- инженерно-геологические условия (“полускальный” тонкослоистый трещиноватый массив осадочных пород аргиллитового состава с широким диапазоном изменчивости физико-механических свойств при увлажнении, оползневые процессы и многое др.);
- тектонофизическая обстановка (8-9-ти бальная сейсмичность, развитая система дизъюнктивных и пликативных элементов, расчлененный рельеф);
- гидрогеологический режим с непредсказуемой структурой водонасыщенности;
- плотная застройка территории с преобладанием частного сектора ограниченного доступа и высокая степень техногенной переработки (подрезка склонов и т.п.).

Совокупность названных условий существенно ограничивает детальность и качество инженерно-геологического обеспечения всех видов работ, как на стадиях разработки рабочей документации, так и во время строительства всей, предусмотренной графиком создания к Олимпиаде-2014 новой транспортной

инфраструктуры со сложным взаимодействием множества проектных и строительных организаций.

Соответственно, основная нагрузка на обеспечение безопасности и эффективности создаваемой транспортной системы перенесена на активное инженерно-геологическое сопровождение процессов ее строительства (горный мониторинг) и, в особенности, на строительство сооружений особого уровня ответственности - тоннелей. Целями проведения горного мониторинга в данной обстановке являются: инженерно-геологический и гидрогеологический прогнозы впереди тоннеля, оценка напряженно-деформированного состояния крепей и обделок, определение воздействия нового строительства на окружающие здания и сооружения, на атмосферную, геологическую и гидрогеологическую среду в период строительства и последующие годы эксплуатации, разработка прогноза изменений их состояния, своевременное выявление дефектов, предупреждение и устранение негативных процессов, уточнение результатов прогноза и корректировка проектных решений.

Для достижения поставленных целей в оперативном режиме необходимо было решать следующие задачи [65]:

- разработать критерии оценки устойчивости призабойных зон без нарушения сплошности массива горных пород;
 - определить инженерно-геологические и гидрогеологические параметры, определяющие критерии оценки устойчивости призабойных зон без нарушения сплошности массива горных пород (дистанционный принцип);
 - установить инженерно-геологические и гидрогеологические параметры, определяющие устойчивость тоннельного пространства;
 - выполнить опережающий прогноз устойчивости проектного положения стенок и кровли тоннелей на дистанцию не менее 50-ти метров;
 - выявить влияние «масштабного эффекта» и других критериев при определении деформационно-прочностных свойств в массиве горных пород
- ;

- определить, для выделенных типов горных пород, деформационные и прочностные свойства, как в образце, так и в массиве горных пород;
- обозначить участки различной категории опасности и построить прогнозные карты развития опасных геологических процессов и явлений на уровне тоннеля;
- разработать рекомендации по оценке концентрации напряжений в массиве горных пород на период проходки тоннелей с указанием особо опасных участков.

Решение поставленных задач осуществлялась в несколько этапов комплексом инженерно-геологических и геофизических методов. Инженерно-геологическое обследование призабойного пространства тоннеля включала в себя документацию забоя и геофизические исследования состояния массива горных пород в ближней зоне.

Строительство тоннелей в рассматриваемых условиях г. Сочи осуществляется по широко распространенной ново-австрийской технологии (NATM), идея которой основана на общей концепции последовательного использования новых и новейших сведений о поведении массива горных пород в процессе проходки тоннеля. Метод основан на непрерывном анализе характера взаимодействия временной крепи с массивом, и суть которого заключается в сдерживании состояния разгрузки массива на контакте с крепью до некоторого уровня P_{\min} , ниже которого напряжения снова начнут увеличиваться до разрушения массива горных пород и крепи [6]. Следовательно, успешное решение этой задачи возможно только при надежном прогнозе вышеперечисленных факторов устойчивости массива горных пород каким либо из геофизических методов на дистанцию не менее 50-ти метров от текущего положения забоя и их эволюции на временной крепи на основе численных методов моделирования.

При документации забоя фиксировалась информация по составу слагающих его грунтов, элементов залегания, слоистости, степени трещиноватости (модуль трещиноватости), наличие пликативных и дизъюнктивных тектонических структур, степень водообильности грунтов. При этом, экспресс-методами определялись предел прочности на одноосное сжатие (молоток Шмидта) и

коэффициент крепости по Протодяконову. На основании полученных данных ориентировочно оценивалась устойчивость грунтов в груди забоя и в кровле (по классификации Булычева Н.С.).

По результатам анализа практических возможностей геофизических методов установлена необходимость применения только сейсмического метода по системе 3D-3C поляризационного приема отраженных волн с целью дистанционной оценки структуры и параметров напряженного состояния массива горных пород впереди груди забоя тоннеля. При этом полагалось, что целевыми объектами мониторинга инженерно-геологической ситуации впереди забоя тоннеля являются субвертикальные и вертикальные структуры дезинтеграции массива горных пород, приуроченные к тектоническим нарушениям, бортам активных геодинамических блоков и структурно-литологическим контактам.

Стенки забоя тоннелей в принятых технологиях строительства транспортных тоннелей имеют размер 6x12 метров, что и определяет выбор системы наблюдений на отраженных волнах, т.к. для других систем максимальная база удалений “источник - приемник” в 10 метров не может обеспечить дальность исследования среды более чем на 3 метра (по первым волнам). Дальность же обзора вперед забоя на основе систем наблюдений по отраженным волнам теоретически неограниченна.

Для реализации метода сейсмической локации (определение азимута и угла подхода объемной отраженной волны) в данном случае использован 3С-геофон с ортогональной системой ориентации сейсмоприемников (два приемника на одной платформе расположены в плоскости забоя (далее - XY) с азимутами 0-90⁰, а третий – перпендикулярно к стенке забоя – Z).

В результате приема колебаний от серии точек возбуждения в одной и той же точки приема регистрируются многоканальные азимутogramмы, скомпонованные по типу источника возбуждения (Z-, ±X- и ±Y- удар).

В данном варианте методики применялась следующая система наблюдений:

- четыре 3С геофона размещаются на горизонтальной линии выше пола забоя на 2 метра;

- четыре 3С геофона размещаются на горизонтальной линии параллельно первой выше нее на 2 метра.

- пункты возбуждения упругих волн с помощью ударов кувалды (5-8 кг) располагались по точкам приема и между ними (всего 16 пунктов возбуждения).

В отдельных случаях, доступ к груди забоя ограничен по техническим причинам и предусмотрен вариант размещения ЗС – геофонов на бортах тоннеля с использованием в качестве источника упругих волн вибрационного воздействия ротора проходческого комбайна [24, 27, 29, 70]. Система размещения ЗС-геофонов на груди забоя и сравнение волнового поля с применением ударного и вибрационного источников показаны на рис.1.1.

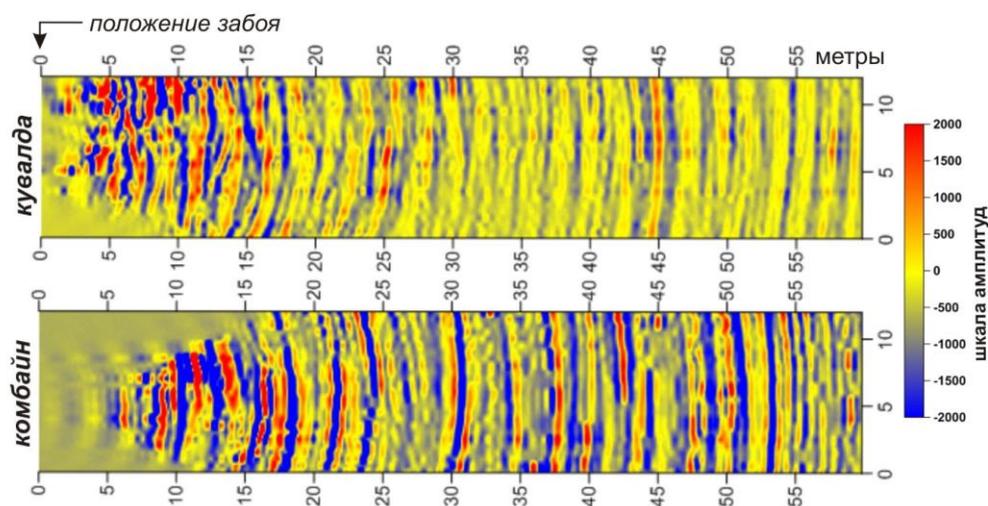


Рис.1.1. Система размещения ЗС-геофонов на груди забоя и сопоставление волнового поля от ударного и вибрационного источников.

В результате обработки волнового поля синтезировался пространственный конус сейсмического изображения массива горных пород в виде параметрического куба, направленного вперед забоя на дальность до 50-60 метров. Специальная система обработки позволяет отображать любое сечение конуса обзора в горизонтальной, вертикальной или фронтальной плоскости. С учетом названных положений в рамках обрабатывающей системы AZON [8] выполнялся специализированный комплекс обработки и интерпретации данных ЗС сейсмической локации. Центральным элементом этой системы является процедура миграции волнового поля по системе азимутотрамм с различной комбинацией “источник-приемник”. На следующем шаге обработки мигрированное волновое поле автоматически пересчитывалось в сейсмический куб относительных значений градиента давления [63]. Пример такого куба показан на рис.1.2, который является классической иллюстрацией типового распределения компонент напряжений в ПТС-ТОННЕЛЬ.

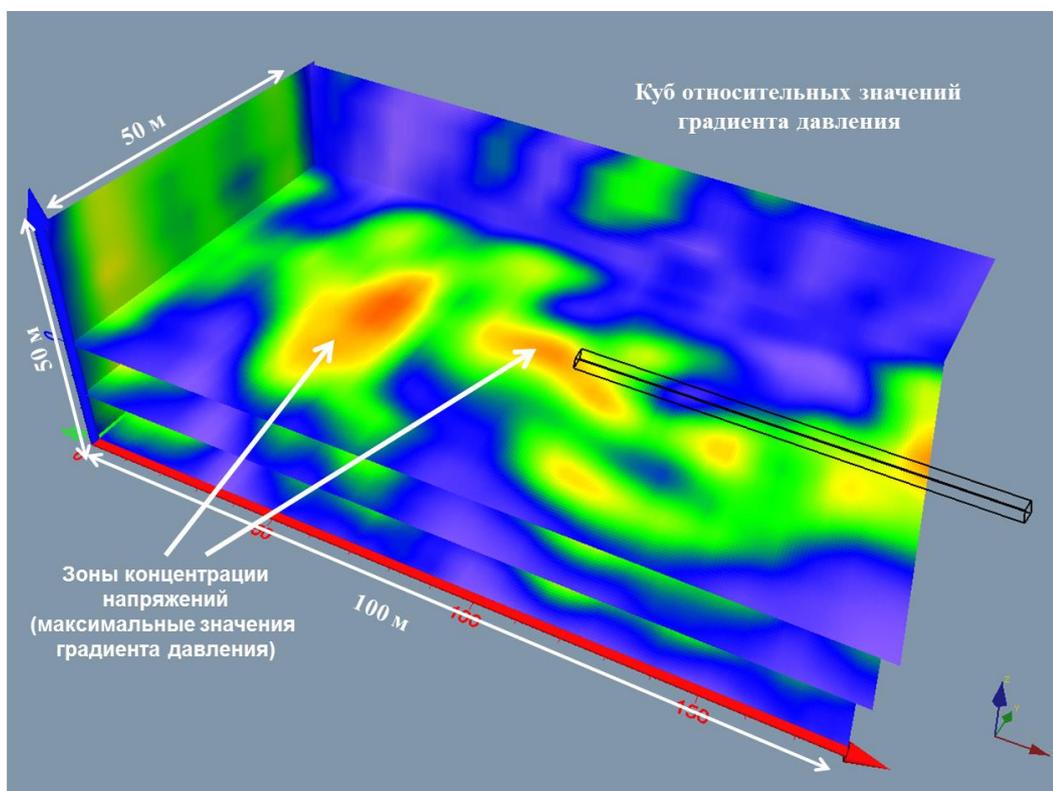


Рис. 1.2. Сейсмический куб в относительных значениях градиента давления.

Учитывая все возможные варианты регистрации волн-помех, отраженных в околозабойном пространстве от объектов неизвестной природы (дневная поверхность, борта тоннеля и т.п.) главный принцип сейсмической локации формулируется следующим образом: конечной основой для принятия решения об обнаружении вертикальной границы впереди забоя тоннеля служит результат сопоставления мигрированных волновых полей для последовательной серии перекрывающихся наблюдений в процессе проходки тоннеля.

В соответствии с этим принципом, результирующее волновое поле, как минимум, для двух положений забоя через 10-30 метров обеспечивало исключение волн-помех от неvertикальных отражателей. Отраженные волны от вертикальной границы будут приближаться к стенке забоя по мере его продвижения (аналог Допплер-эффекта в радарных системах), волны-помехи будут синхронно двигаться вместе с ней и уничтожаться при выполнении процедуры сопоставления полей по оператору преобразования на основе функции взаимной корреляции.

Для более отчетливого прогнозирования опасных ситуаций 3С-сейсмическое изображение в сигналах отраженных волн из тоннеля дополнялось такими же 3С-изображениями, полученными с дневной поверхности над тоннелем из скважин, пробуренных вблизи забоя тоннеля.

Параметрическое сейсмическое изображение массива горных пород позволяет осуществить переход к оценкам $R_{сж}$ с калибровкой по уравнениям стохастической связи с результатами ультразвуковых измерений упругих модулей и опробованием молотком Шмидта на забое тоннеля и данными измерений $R_{сж}$ в лабораторных условиях. Пример такого объемного изображения $R_{сж}$ с дальностью обзора до 80 метров вперед забоя приведено на рис.1.3. С учетом всей прочей, известной из других источников информации (модуль трещиноватости, влагонасыщенность, угол напластования и т.п.), куб переводится в оценки категорий устойчивости K , самая низкая устойчивость массива горных пород соответствует V-ой категории (см. шкалу цветового раstra по индексу K на рис.1.3).

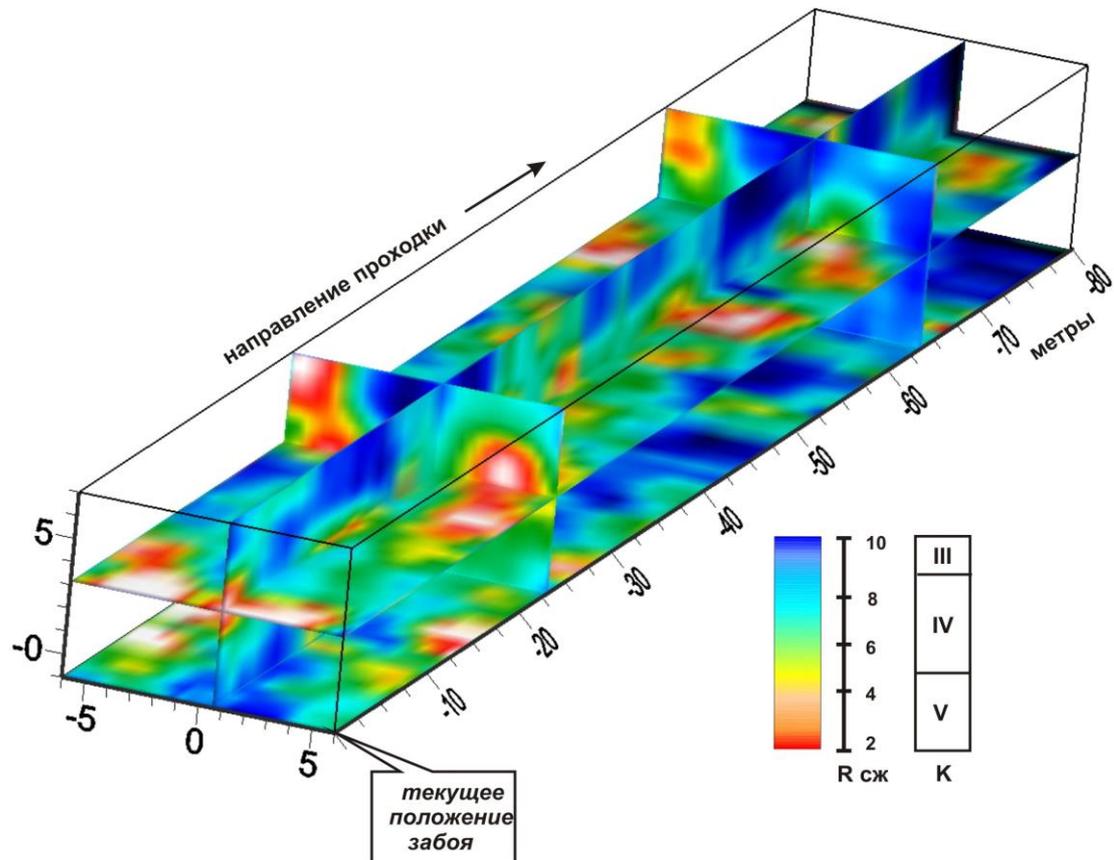


Рис. 1.3. Параметрическое 3D-изображение массива горных пород впереди забоя тоннеля, рассчитанное по атрибутам сейсмического куба.

В процессе сейсмического мониторинга 8-ми тоннелей в г. Сочи (сейсмолокация выполнена на более чем 1500 забоев) установлены следующие принципиальные особенности:

- в ближней зоне влияния забоя на массива горных пород (размер ближней зоны вперед забоя составляет около 15-20 метров, 20-30 метров по ширине) формируется область массива с контрастным и необратимым изменением упругих модулей (зоны концентрации и разгрузки напряжений);

- ближняя зона массива горных пород может приобретать структуру с множеством сейсмических отражателей и представляет собой наиболее опасную с точки зрения потери устойчивости область массива горных пород;

- контактная зона геодинамических блоков является плоскостью инверсии горизонтальных компонент напряжений и, следовательно, представляет собой

резкую сейсмическую границу с высоким коэффициентом отражения (отрицательным);

- при приближении забоя к контактной зоне ее отражательная способность будет нарастать по мере возрастания доли пластических деформаций необратимого типа.

Естественно, что на пути трассы тоннеля могут встретиться мелкие и крупные акустические неоднородности (отражатели) другого рода – врезы речных долин (современных и палеодолин), древние разломы, литологические замещения и т.п. Распознавание природы отражателей возможно по абсолютным значениям атрибутов сейсмического сигнала (мгновенные значения амплитуд и частот) и привлечения известной геолого-геофизической информации, полученной с дневной поверхности. Наиболее высокие коэффициенты отражения фиксируются именно от бортов блоков, находящихся в различном и нестационарном геодинамическом состоянии. При этом подчеркнем, что надежным признаком приема сигнала отраженной волны от борта блока будет являться факт изменения атрибутов сигналов отраженных волн при приближении забоя к борту этого блока (влияние забоя на нежесткую сейсмическую границу).

Как упоминалось выше, оперативность прогноза необходима для определения критических сечений по трассе тоннеля, в которых необходимо разместить датчики линейных деформаций, экстензометры, геодезические марки и т.п. средства непрерывного контроля напряженного состояния временной крепи тоннеля и деформации элементов инфраструктуры на дневной поверхности.

Опыт оперативного сейсмического сопровождения строительства транспортных тоннелей в г. Сочи, полученный с участием автора настоящей работы, в период 2010-2014 г.г. свидетельствует о достаточно высокой степени надежности прогноза структурных параметров и характеристической устойчивости массива горных пород на дистанцию до 50-100 метров от забоя тоннеля. Достигнутый и “автоматически” подтверждаемый по мере продвижения проходки тоннелей уровень достоверности такого прогноза установлен в диапазоне 70-85%.

1.3. Системы сейсмического мониторинга в зарубежной практике строительства подземных сооружений

Близкими аналогами методики 3D-3C сейсмической локации массива горных пород впереди забоя тоннеля, которая разработана и успешно применена в процессах строительства тоннелей в г. Сочи, являются методы сейсмической томографии TRT 6000 (NSA Engineering, США) и TSP 303 (Amberg Measuring Technique Ltd., Швейцария). Эти методы так же основаны на регистрации сигналов отраженных волн от источников любого типа.

Метод TRT 6000

Метод Tunnel Reflection Tomography (TRT) 6000 основывается на технологии STT (Seismic tomography technology) которая использует тоннельные поверхностные волны. Метод TRT был разработан в конце девяностых годов компанией NSA Engineering (США), и впервые использован в тоннельном варианте в 1999 году. Оригинальной и, безусловно, проблематичной идеей этого подхода является предположение о конверсии интерференционных волн распространяющихся по поверхности “трубы” тоннеля (бетонная обделка) в поперечные волны SV- и SH- поляризации, которые далее распространяются в массив горных пород от груди забоя и испытывают все возможные акты отражения от различного типа упругих неоднородностей. Собственно идея такой конверсии предложена в 1964 г. В.И. Кейлисом-Бороком [9, 39] в форме идей “конструктивной интерференции”. На рис. 1.4 приведена схема подхода в методе TRT с фрагментом теоретического волнового поля и лучевой схемой вариантов сейсмических отражателей в массиве горных пород.

На этом же рисунке приведена сейсмограмма исходного волнового поля сейсмических сигналов и результат ее пространственно-частотной фильтрации с целью выделения однократно отраженных волн.

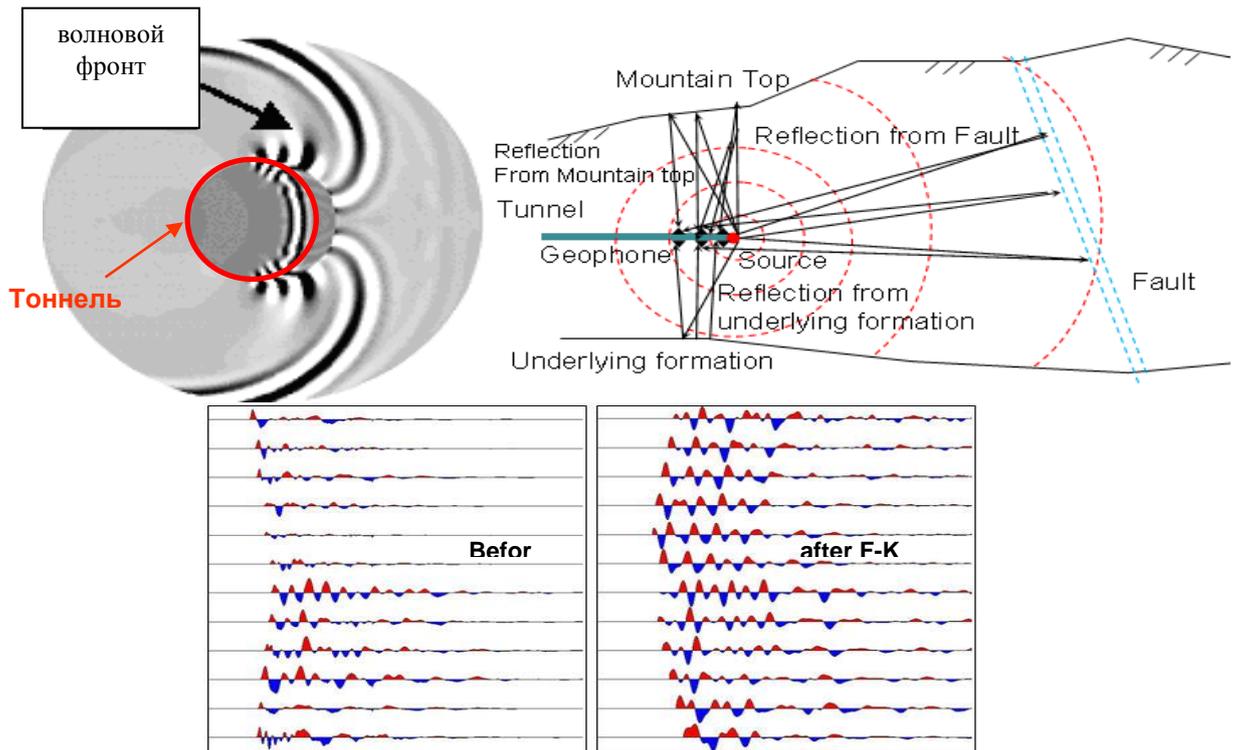


Рис. 1.4. Схема реализации метода TRT.

Далее, в этом методе используются параметры сейсмических сигналов отраженных волн, по которым рассчитывается акустический импеданс [57]:

$$\mathbf{R} = (\rho_2 \mathbf{V}_2 - \rho_1 \mathbf{V}_1) / (\rho_2 \mathbf{V}_2 + \rho_1 \mathbf{V}_1),$$

где \mathbf{R} - коэффициент отражения, ρ_1 и ρ_2 - плотности горных пород в 1-ом и 2-ом слоях, \mathbf{V}_1 и \mathbf{V}_2 - скорости распространения P-волны в этих же слоях.

На рисунке 1.5 показано, как параметры отраженной сейсмической волны используются для получения трехмерного изображения геологической среды. Согласно [56] сочетание расстояния от плоскости отражателя для каждой пары источник-приемник определяется геометрической фигурой в виде эллипса, с фокуса которого находятся координаты источника и приемника. Увеличивая количество этих пар, меняя координаты источников и приемников, по перекрытию эллипсов можно определить форму отражающей геологической границы.

При обработке полевых измерений формируется прямоугольная модель сетки исследуемой среды туннеля для расчета положения и контраста

акустического импеданса геологической среды. Далее моделируется распространение сейсмических волн между всеми возможными комбинациями передатчика и приемника по узлам сетки модели. После сравнения расчетных и измеренных времен пробега и амплитуд, коэффициент отражения отдельных узлов корректируются, при необходимости вносятся поправки и выполняется новая итерация. При достижении достаточно точной регулировки и сходимости с результатами измерения, итерации завершаются.

Разрешение метода TRT определяется шагом решетки в модели, от 1 м и значительно возрастает с увеличением расстояния. Точное позиционирование передатчика и приемника имеет важное значение для определения пространственного положения сейсмических отражателей в массиве горных пород.

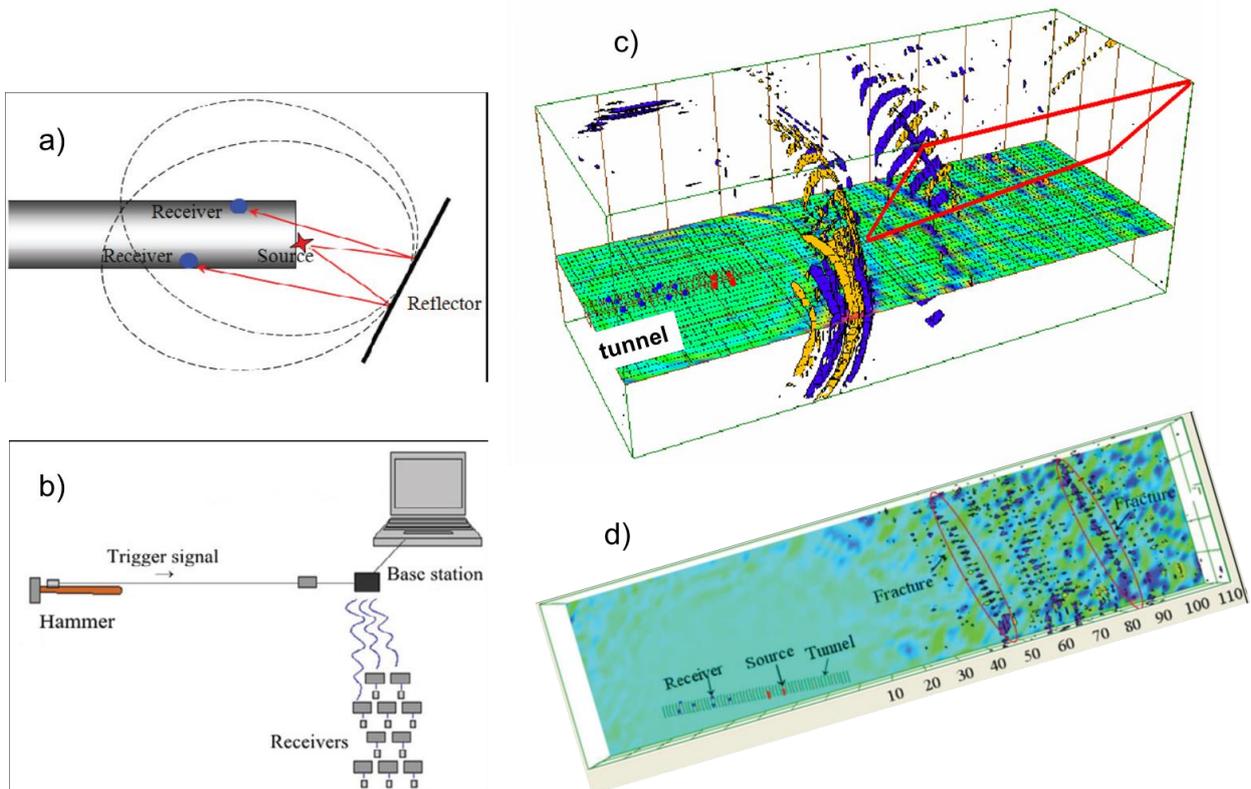


Рис. 1.5. Система наблюдений в методе TRT 6000 (фрагменты “a” и “b”) и результаты обработки волнового поля (фрагменты “c” и “d”).

Метод TSP 303

Метод TSP (Tunnel Seismic Prediction) - система сейсмического прогноза для работы в условиях строительства тоннелей был разработан в фирме Amberg Technologies AG (Швейцария) в начале 1990-х годов. Текущая версия этого метода является TSP 303.

Принцип измерения основан на модификации метода ВСП (вертикальное сейсмическое профилирование) в предположении, что тоннель аналогичен габаритам горизонтального ствола скважины.

Система наблюдений в TSP-методе состоит из 30 сейсмических источников, представленных зарядами взрывчатого вещества, помещенных в шпур, пробуренный через равные промежутки в борту тоннеля на глубину 1,5 метра. Позади взрывных шпуров по обе стороны тоннеля бурятся 2 шпура на глубину 2 м, в которые устанавливаются анкера с трехкомпонентными сейсмоприемниками. Геометрия расстановки и положения приемников волн жестко закреплены в алгоритме обработки данных и в процессе полевых измерений не изменяется (рис.1.6 и 1.7).

После обработки и интерпретации данных TSP прогнозируются геологические неоднородности впереди забоя туннеля на расстояние до 200 метров. Выделяются зоны разломов, карстовые полости и водообильные зоны, рассчитываются прочностные характеристики массива горных пород (коэффициент Пуассона, статический и динамический модули упругости, плотность). Обработка полевых материалов от места проведения работ удалена и исходная информация в формате аппаратных средств системы передается по коммуникационным средствам связи (IP) в центр обработки в Швейцарии в компанию разработчика технологии.

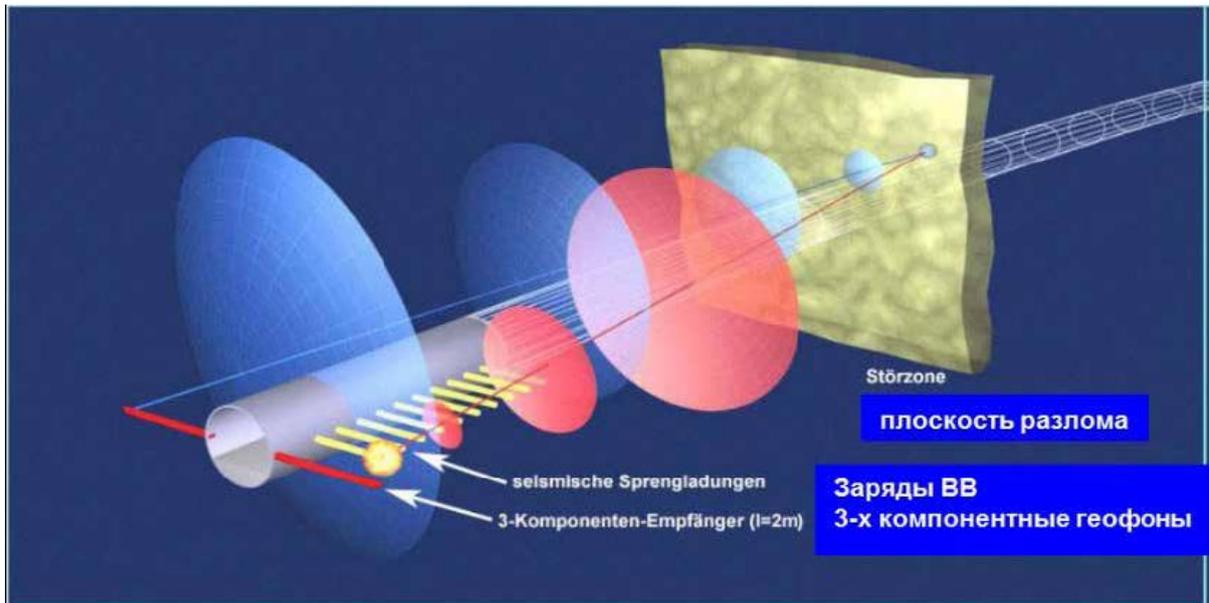


Рис. 1.6. Схема метода TSP 303 - Tunnel Seismic Prediction
(Amberg Messtechnik AG, Швейцария, 1990)



Рис. 1.7. Схема наблюдений и результаты по методу TSP 303

а) – установка 3С геофона на анкер в шпур 2 м; б) – система регистрации; в) – объемные и плоские изображения поля сигналов отраженных волн; д) – геологическая модель с зоной разлома.

Результаты применения систем TRT и TSP принимаются в формате прогнозных геологических моделей с оценкой физико-механических свойств и элементов нарушения сплошности массива горных пород. Определение категорий устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ по этим данным не производится.

Выводы по главе 1

По существу приведенного обзора известных на сегодняшний день инженерно-геологических и сейсмических технологий контроля состояния устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ в процессе подземного строительства следует сформулировать несколько принципиальных выводов:

- опыт применения рассматриваемой технологии 3D-3С сейсмолокации свидетельствует о перспективности и достоверности подхода к дистанционной оценке структуры и параметров НДС массива горных пород в процессах ведения проходческих работ при строительстве транспортных тоннелей;
- существует необходимость развития и совершенствования сейсмической технологии в различных инженерно-геологических условиях с привлечением серии независимых инженерно-геологических критериев оценки устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ;
- необходимо исследовать результативность применения технологии 3D-3С сейсмолокации (Уральский государственный горный университет) и зарубежных аналогов с целью независимой и объективной оценки сходимости прогнозируемых параметров в совмещенном режиме проведения полевых работ.

ГЛАВА 2. МОДЕЛЬ СОСТОЯНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ “ПТС-ТОННЕЛЬ” В БЛИЖНЕЙ И ДАЛЬНОЙ ЗОНАХ ВЛИЯНИЯ ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ

Процессы проходки и строительства подземной выработки формируют в геологической среде принципиально новую динамическую природно-техническую систему ПТС-ТОННЕЛЬ, основными компонентами которой являются (рис.2.1):

- геологические условия (геометрия и физико-механические свойства литологических объектов, дискретная структура массива горных пород, гидрогеологические условия, элементы тектонических и геодинамических процессов и др.);

- технология проходческих и строительных работ (способы разработки массива горных пород, схемы и конструктивы крепи, скорость подвигания забоя и технологические параметры обделки);

- структура и параметры напряженно-деформированного состояния (НДС) в контуре ПТС-ТОННЕЛЬ (распределение и перераспределение параметров НДС в ближней и дальней зонах влияния забоя с учетом всей подземной и наземной инфраструктуры).

Каждый из названных компонентов определенным образом влияет на изменение природной НДС массива горных пород в ближней и дальней зонах забоя, а совместное влияние всех компонент формирует сложную структуру ПТС-ТОННЕЛЬ. Параметры состояния устойчивости этой системы могут в короткий промежуток времени измениться и спровоцировать развитие опасных инженерно-геологических процессов и динамических явлений в контуре подземной и наземной инфраструктуры. Такие системы относятся к классу “плохо организованных” или “больших” систем, в которых все множество связей не отслеживаются и не детерминируются в функциональную структуру. В то же время, взаимодействие выше перечисленных компонентов в рассматриваемой ПТС-ТОННЕЛЬ, в конечном счете, приводят к формированию неоднородной НДС, параметры напряжений в которой определяют опасные деформационных явления. Особое значение в такой системе приобретают градиенты напряжений (для массива горных пород приемлем термин – *градиент горного давления*).

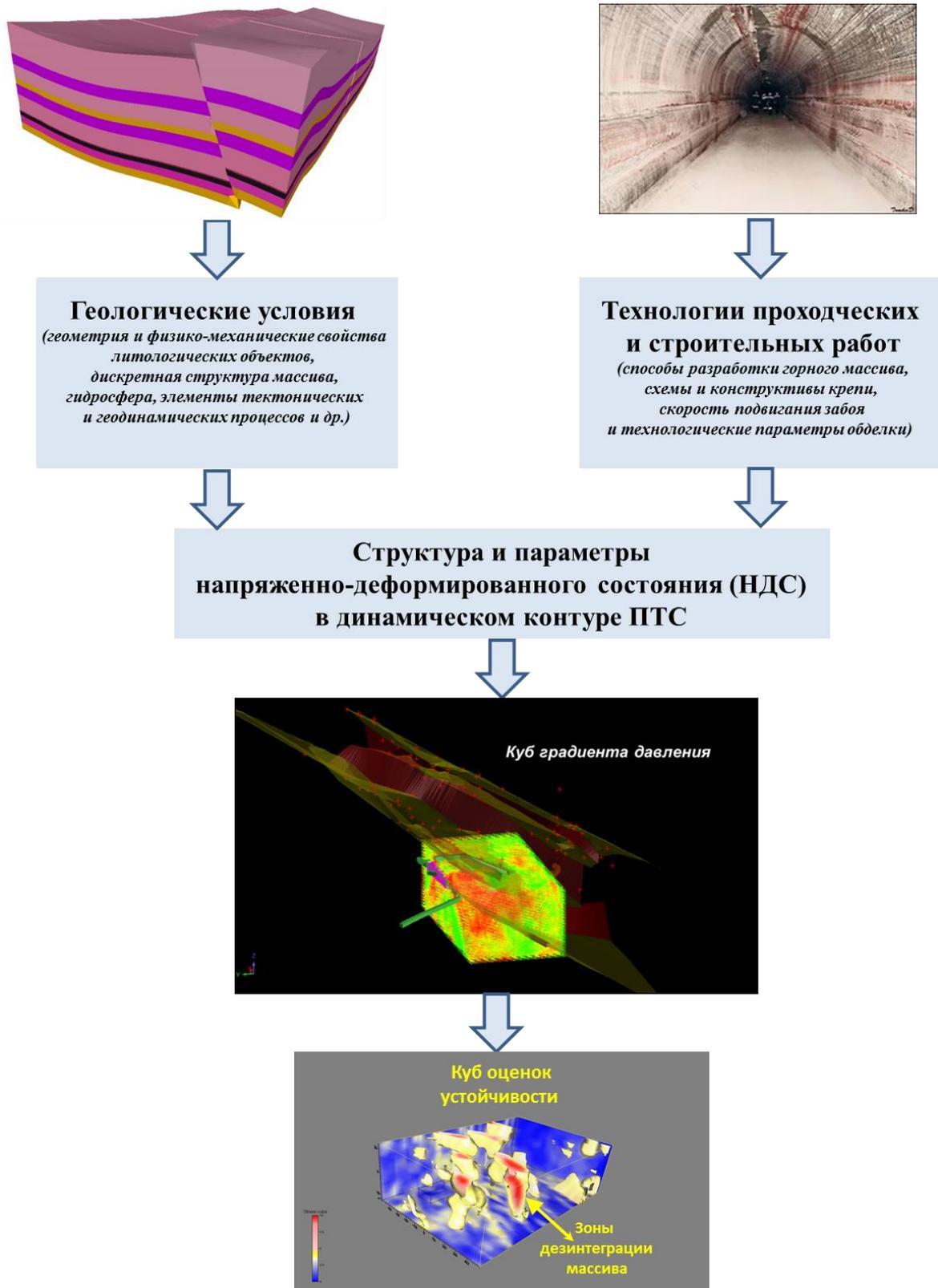


Рис. 2.1. Схема формирования природно-технической системы
ПТС-ТОННЕЛЬ

Именно высокие значения градиента давления в локальной области массива горных пород, способны формировать новые или изменять структуру и свойства природных зон ослабления горных пород, представляющих наибольшую опасность в процессах проходческих работ (вывалы породы в забой, интенсивный водоприток, горный удар и т.п.). Следовательно, методы и технологии оперативного дистанционного обнаружения зон ослабления массива горных пород и относительных значений градиентов давления, по существу, способны своевременно обеспечить контроль и прогноз изменения состояния устойчивости ПТС.

Инженерно-геологические условия строительства тоннелей формируются совокупностью множества факторов, которые условно можно разделить на следующие группы:

- физико-географические;
- гидрогеологические;
- инженерно-геологические;
- горно-технические.

К наиболее существенным инженерно-геологическим факторам относятся:

- структурно-тектоническое строение массива горных пород;
- прочность горных пород в массиве;
- деформационные характеристики пород в “куске” и в ”массиве”.

Названная группа факторов главным образом ответственна за формирование и изменение состояния устойчивости рассматриваемой далее ПТС.

2.1. Основные элементы структуры массива горных пород, влияющие на прочность и деформационные процессы в области влияния подземного сооружения

Поскольку строительство тоннелей осуществляется в горных районах с преобладающим развитием скальных пород различного генезиса, постольку

принципиальное и определяющее значение для оценки устойчивости массива горных пород имеет трещинная (дискретная) структура.

При анализе параметров геодинамических моделей твердых сред, в известных работах в сейсмологии и геомеханике вводится *дискретная* [36, 40] или *трещинная* [15, 55] структуры. Модели дискретной и трещиной сред имеют коренные различия в контексте постановки проблем и решения задач. В первом варианте достаточно оперировать компонентами НДС и измеряемыми параметрами дискретности (плотность блоков в анализируемом объеме среды), во втором – компонентами НДС и параметрами нескольких систем трещин (шероховатость, протяженность, простирание, раскрытие и т.п.), которые на практике невозможно измерить, в особенности на стадии проекта.

В дискретную модель дополнительно вводятся параметры давления и трения с учетом фундаментального соотношения Byerlee J.D [53]. Экспериментальным путем им установлено, что до глубин порядка 10 км (до значений общего давления 200 МПа), блоки горной породы могут совместно и линейно деформироваться до того момента, пока выполняется неравенство $\tau < 0.85\sigma$, где τ - горизонтальная компонента напряжения, приложенная к боковой грани сжимаемого (разгружаемого) блока, а σ - вертикальная нагрузка на этот же блок. Как только это условие будет нарушено, линейная деформация перейдет в нелинейную форму – в трение, что означает знакопеременные подвижки дискретных элементов разного порядка (элементарных дискретов и их ансамблей). Другими словами, нормально гравитирующая флюидонасыщенная среда без учета дополнительных сил уже становится неустойчивой и способна перейти в пластическое (квазижидкое) состояние, что и определяет суть современных геодинамических процессов медленного, пликативного характера. Многочисленные зеркала скольжения в керне каждой из разведочных скважин, безусловно, свидетельствуют об этом неустойчивом состоянии массива горных пород любого генезиса. При этом, скорость развития опасных процессов в ближней зоне влияния забоя выработки зависит от множества природных и техногенных факторов и может варьировать в самых широких пределах: от вывала породы из массива в выработку до горного удара.

На рис.2.2 приведены примеры дискретных структур в массивах осадочных (“d”) и магматических (“f”) горных пород. Структура дискретности на уровне элементарных “кусков” достаточно уверенно устанавливается по керну скважин (“a”), каротажу и при акустическом или оптическом сканировании стенок скважин (“b”). Факт знакопеременных подвижек во множестве элементарных дискретов фиксируется зеркалами скольжения (“c”).

Особое значение в рассматриваемых дискретных структурах имеют субвертикальные плоскости ослабления массива по контактными границам ансамблей дискретов (“Fi”) в форме блоков различного иерархического уровня, соответствующих субгоризонтальным плоскостям ослабления по стратиграфическим, литологическим или тектоническим границам. Соотношение горизонтальных и вертикальных размеров таких блоков достаточно устойчиво и составляет для массивов любого генезиса $(2\div 3)/1$. Процессы деления дискретных сред на блоки подобного размера являются естественным следствием нестационарного геодинамического режима земной коры, но могут быть вызваны и техногенным влиянием подземных горных работ.

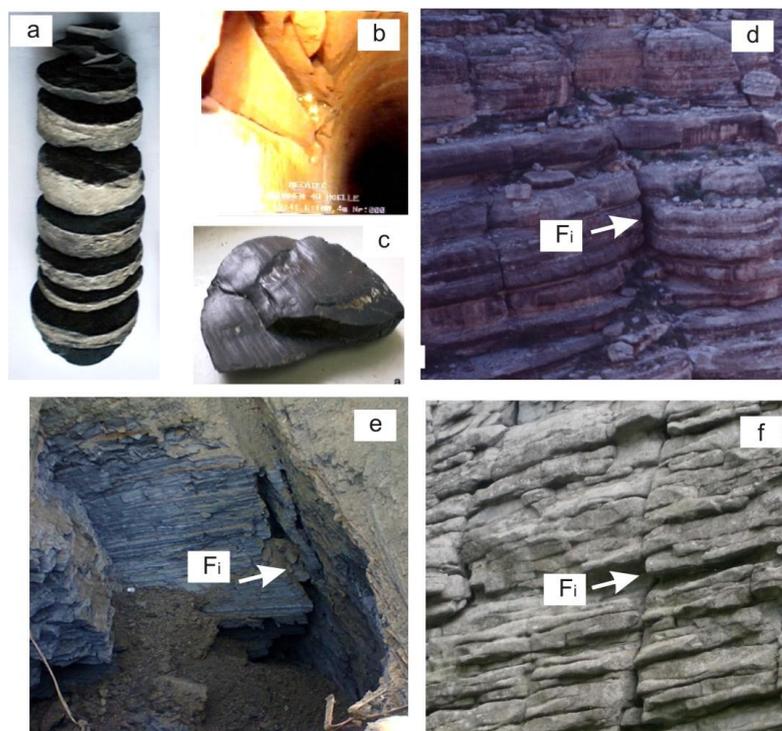


Рис.2.2. Основные элементы дискретной структуры массива горных пород (пояснения в тексте)

На фрагменте “е” рис.2.2 приведен пример развития аварийной ситуации в процессе проходки автодорожного тоннеля (дублер Курортного проспекта г.Сочи, 2012 г.). При этом, на дневной поверхности фиксируется блоковый принцип формирования масштабного провала (глубина обрушения 10 метров, что соответствует высоте свода тоннеля, горизонтальный размер – 60 метров).

Бурение скважин колонковым способом с полным отбором керна до начала проходческих работ обеспечивает построение инженерно-геологической модели на проектном масштабном уровне детальности, в которой важное значение имеют структура сплошности массива (трещины, зоны дробления) и физико-механические свойства пород по данным лабораторных исследований керна. Оценка структуры трещиноватости (дискретности) массива производится по описанию керна скважин на основе выхода керна и показателя качества керна RQD [54]. Он определяется по отношению суммарной длины всех кусков керна длиной более 10 см к общей его длине. Заметим, что данный показатель не в полной мере соответствует истинной дискретности массива, в особенности для тонкослоистых сред осадочного генезиса, или в зоне дробления на контакте геодинамических или тектонических блоков.

По данным различных источников установлена корреляционная зависимость между RQD и интенсивностью трещиноватости: RQD>75% соответствует слаботрещиноватому массиву, (90-100% - отличная порода, 75-90% - хорошая); RQD=50-75% трещиноватому (75-50% - удовлетворительная); RQD=25-50% сильно трещиноватому (25-50% - слабая порода); RQD<25% интенсивно трещиноватому и раздробленному (0-25% - очень слабая порода).

На рис. 2.3 приведен характер дискретной структуры осадочной толщи терригенного генезиса (аргиллиты, песчаники), вскрываемая повсеместно строительством тоннелей в г. Сочи с диапазоном значений RQD в пределах 25-60%. На рис.2.4 приведены гистограммы плотности трещин, измеренных на обнажениях пород в груди множества забоев тоннелей по осадочным и магматическим породам, откуда следует некоторое сходство преобладающей

размерности “кусков” массива горных пород в принципиально различных геологических условиях (модуль трещиноватости $M_{тр} \approx 12$ тр/м, $RQD \approx 40\%$).

Массивы скальных горных пород имеют различную степень трещиноватости, являющуюся результатом длительной истории их формирования, существования и разрушения. Расчленение скальных пород трещинами различного генезиса на элементарные структурные блоки позволяет рассматривать их в качестве дискретной среды или «системы многих тел». По Л. Мюллеру [16] выделяются 4 вида «структуры тел, ограниченных трещинами» и различающихся по типу связи:

- «агрегатная» – блоки полностью отдалены друг от друга системой ортогональных трещин;

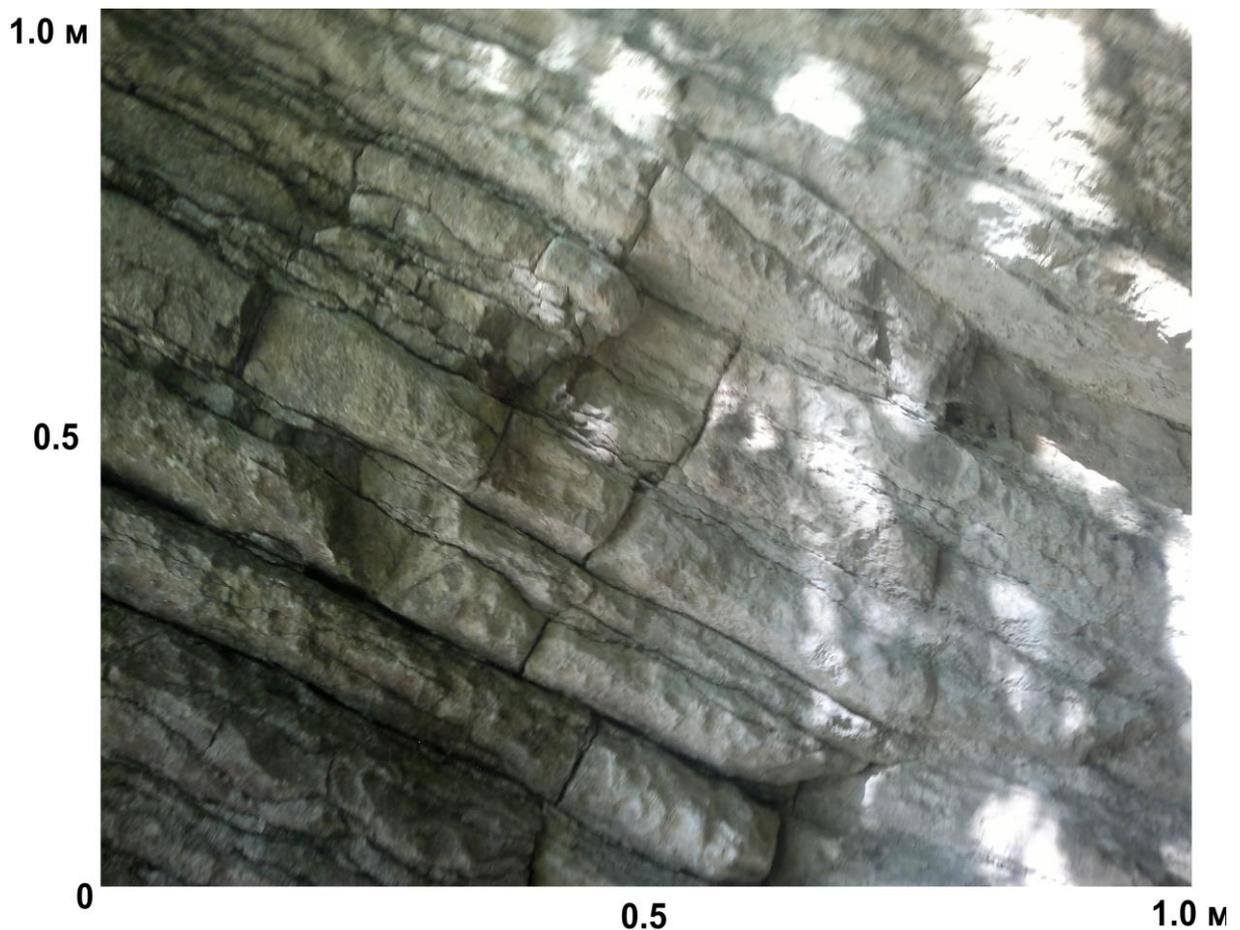


Рис. 2.3. Характер дискретной структуры сочинской свиты на борту тоннеля (тоннель №6, г. Сочи, 2013 г.)

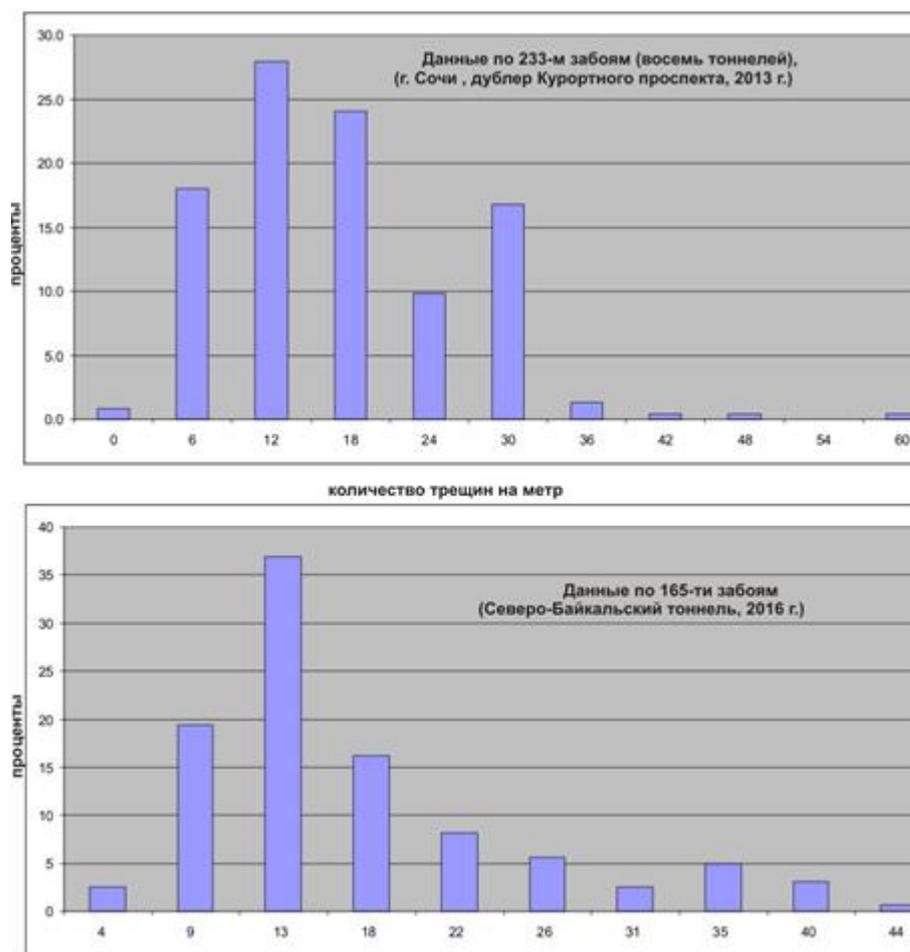


Рис.2.4. Гистограммы трещиноватости массива горных пород по груди забоев.

- «кирпичная» – блоки полностью отдалены друг от друга и уложены в виде кирпичной кладки;

- структура «вразбежку» – блоки не полностью отдалены друг от друга из-за наличия «трещинных мостиков» при укладке блоков по «агрегатному» типу связи;

- структура «плотная» – блоки не полностью отдалены друг от друга из-за наличия «трещинных мостиков» при укладке по типу «кирпичной кладки».

В скальных массивах горных пород отмечаются практически все типы связей, сочетание которых зависит от генезиса пород, характера тектонических процессов, глубины и степени выветривания пород, а так же техногенного воздействия. В магматических и метаморфических породах чаще всего встречаются сочетание структур «вразбежку» и «агрегатной», в осадочных «кирпичной кладки» (рис. 2.3), а в зонах повышенной трещиноватости – сочетание «агрегатной» и «вразбежку».

Кроме того, необходимо отметить, что при отработке месторождений взрывным способом происходит разрушение трещинных мостиков, вследствие бризантного действия взрыва. Возникающие при этом растягивающие напряжения оцениваются примерно в 1-10 МПа, что соизмеримо с прочностью скальной породы на разрыв. В этой связи трещиноватость пород, формируемая его блочностью требует всесторонней и детальной количественной характеристики.

С целью оценки зонально-блокового строения скального массива целесообразно использовать наряду с анализом керна данные кавернометрии и гамма-гамма-каротажа. Для совместной обработки этих двух методов с целью оценки параметров дискретной структуры вдоль ствола скважины (трещиноватости) применима следующая методика [1]:

- оба графика подвергаются высокочастотной фильтрации, с помощью которой из графика каверномера удаляются переходы с одного диаметра бурового инструмента на другой, а в графике ГГК компенсируется как влияние смены диаметра скважины, так и влияние литологии (рис. 2.5 а);

- графики нормируются к среднему уровню с целью приведения к одному порядку величин;

- по каждому графику проводится интегрирование (суммирование) в скользящем окне, что позволяет одновременно учесть как величину каждого (положительного) импульса, так и среднее количество импульсов на 1 м скважины (в данном случае окно выбрано размером в 5 м);

- суммируем оба графика и получаем один в виде графика обобщенного параметра P , который коррелируется с модулем трещиноватости (рис. 2.5 б);

- после применения к параметру P порогового значения, определенного эмпирическим путем по тестовым скважинам, получен новый параметр – оценка класса пород по степени трещиноватости (рис. 2.5 с).

Сводные данные по трещиноватости сведены в таблицу 2.1.

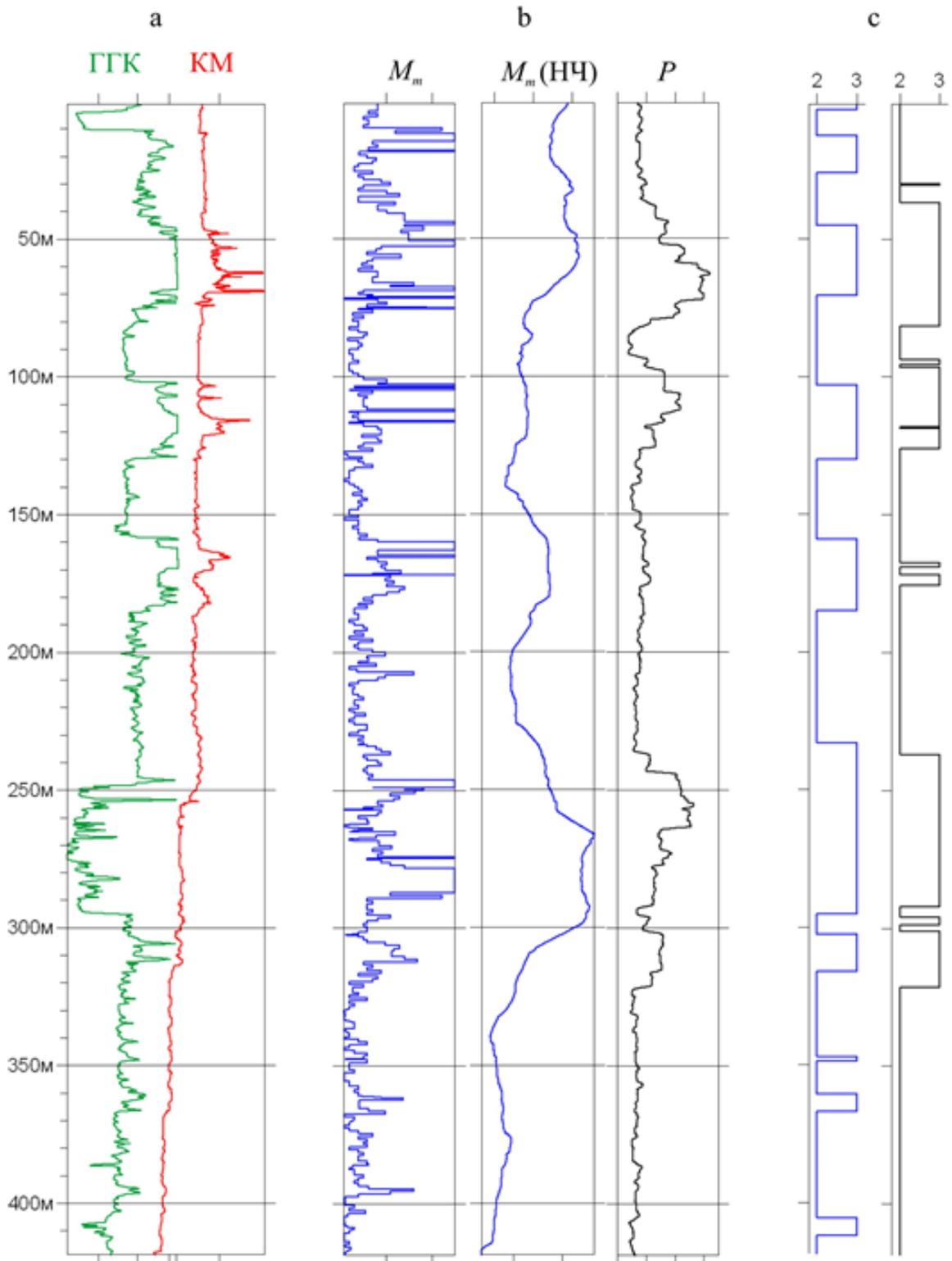


Рис.2.5. Результат тестирования обобщенного параметра P по скважине P-3018:
 а – графики ГГК- и КМ-кавернометрии;
 б – модуль трещиноватости M_T , низкочастотная составляющая M_T (НЧ) и график обобщенного параметра P ;
 с – классы пород по степени трещиноватости (слева) и результат интерпретации параметра P (справа).

Классификация пород по степени трещиноватости [1]

Категория пород по степени трещиноватости	$M_{тр}$, тр/м	M_k , кус/м	RQD, %	Размер элементарного структурного блока, м	Коэффициент зон дробления, д.ед.
Слаботрещиноватые	<3	<5	>40	>0,15	<0,05
Среднетрещиноватые	3-7	5-10	20-40	0,08-0,15	0,05-0,20
Сильнотрещиноватые	7-15	10-15	5-20	0,05-0,08	0,20-0,30
Раздробленные	>15	>15	5	<0,05	>0,3

Изложенная выше методика может быть принята за основу разработки объективной модели дискретной структуры изучаемого массива горных пород по данным геофизических исследований скважин, что на этапе проекта подземных горных работ имеет решающее значение.

Основными характеристиками прочности пород в массиве являются:

- сопротивление одноосному сжатию в воздушно-сухом и водонасыщенном состоянии ($R_{сж}$);
- коэффициент крепости f по Протодьяконову М.М. [35];
- упругие модули (коэффициент Пуассона, модуль Юнга).

Для полускальных пород они в первую очередь зависят от прочности в образце, интенсивности и характера трещиноватости пород (блочность и коэффициент структурного ослабления). На основании закономерностей устанавливаются инженерно-геологические элементы, причем одним из основных критерием их выделения служит коэффициент крепости и соответствие статистическим критериям по ГОСТ 20522-2012 [83]. Предложенная Протодьяконовым М.М. теория справедлива для широкого диапазона пород — от слабых до крепких скальных. В качестве объединяющей их характеристики в этой теории принят коэффициент крепости f , являющийся кажущимся коэффициентом трения, т.е. тангенсом угла $\bar{\varphi}$ внутреннего трения, определенного с учетом сцепления c между частицами породы. Кажущийся коэффициент трения равен отношению касательного τ и нормального σ

напряжений на контакте между частицами породы в момент предельного равновесия, т.е.

$$f = \overline{tg\varphi} = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{\sigma tg\varphi + c}{\sigma} = tg\varphi + \frac{c}{\sigma}, \quad (2.1)$$

где φ — действительный угол внутреннего трения породы.

Особым образом здесь отметим, что отношение τ/σ для дискретных сред имеет чрезвычайно важное значение и, по существу, коэффициент крепости f может быть принят за основной параметр состояния устойчивости массива горных пород. Кроме того, коэффициент крепости связан с векторным представлением градиента горного давления, а это обстоятельство напрямую связано с зависимостью коэффициента отражения упругой волны от величины и знака того же градиента горного давления и именно такая зависимость далее будет положена в основу оценки некоторых параметров прочностной модели массива горных пород.

Несовпадение значений упругих модулей в разных объемах однородного по вещественному строению пространства, объясняется *масштабным эффектом*, так как модели дискретных сред с трением переходят в разряд моделей с *масштабным эффектом*, поскольку в дискретных средах теряет смысл величина относительной деформации. В такой среде суммарная деформация большого объема среды, разбитого на определенное количество блоков, будет определяться индивидуальной (*абсолютной*) деформацией каждого блока из этой совокупности. Решая дифференциальные уравнения равновесия для двух блоков с проскальзыванием и обобщая это решение на произвольное количество блоков, получим выражение для коэффициента Пуассона в следующем виде [20]:

$$\frac{\nu}{\nu_0} = \frac{1 - \frac{1 - \nu_0}{\nu_0} \cdot f \cdot \frac{P}{P_0}}{1 - 2 \cdot \nu_0 \cdot f \cdot \frac{P}{P_0}} \cdot C(d) \cdot d^{-\frac{1}{3}} \quad (2.2)$$

где: ν - коэффициент Пуассона для всего измеряемого объема с дискретной структурой, ν_0 - коэффициент Пуассона для одного сплошного блока из данного множества, f - коэффициент трения между горизонтальными гранями

блоков, P - общее давление в рассматриваемом объеме среды (с учетом дополнительного давления за современную геодинамику), P_0 - нормальное давление гравитирующей массы, d - относительная величина плотности дискретов (блоков) в данном объеме, C - корректирующая функция за начальную плотность упаковки дискретов.

Таким образом, коэффициент Пуассона в дискретных средах становится функцией объема среды, давления и трения, обусловленного фазовым наполнителем пустотного пространства (газ или вода). Соответственно и все другие упругие модули в существенном объеме массива горных пород с дискретной структурой являются зависимыми от тех же параметров.

Следовательно, значения упругих модулей “в массиве” будут определяться в полной мере методом определения их значений. В этой связи, результаты лабораторных исследований керна скважин или монолитов, отобранных из груди забоя тоннеля (модули “куска” со сплошной структурой) не могут напрямую использоваться в расчетах конструкций тоннеля и нуждаются в существенной коррекции на основе какого-либо расчетного способа (расчет коэффициент структурного ослабления к лабораторным значениям приведен в “Рекомендациях по определению механических свойств трещиноватого массива» ВНИМИ”, 1992 г.) или методов измерений с “захватом” значительных объемов массива горных пород. К таким методам относятся сейсмические исследования упругих модулей массива горных пород, т.к. “захват” измеряемого объема массива в этих методах составляет не менее 1-го кубического метра ($1/3$ длины волны при частотах сейсмического сигнала 300-500 гц), что обеспечивает объективный учет реальной среднестатистической дискретности горной породы: 10-15 кусков на 1 м или $RQD \approx 30\%$. Кроме того, сейсмические методы “автоматически” учитывают влияние реального напряженного состояния на значения упругих модулей дискретного массива в каждой точке прохождения или отражения упругих волн. Для расчета крепи тоннелей применяется комплект эффективных упругих модулей вмещающего массива горных пород в составе: модуль деформации $E_{эф}$, удельное сцепление $c_{эф}$, угол внутреннего трения $\varphi_{эф}$.

Практика строительства тоннелей позволяет осуществить несколько вариантов к выбору схемы принятия решения по эффективным значениям упругих модулей массива горных пород удовлетворяющих расчетам конструкций крепи тоннелей, которые способны адаптироваться к меняющимся условиям проходки тоннеля. Один из возможных подходов предусматривает следующую схему:

- по данным деформационного мониторинга временной крепи тоннеля определяются эффективные упругие модули массива $M_{эф}$ с учетом тензометрических данных по крепи и в массиве (экстензометры);

- определяется коэффициент $K^a_{эф}$ как соотношение между эффективными значениями упругих модулей $M_{эф}$ и лабораторными значениями по монолитам горной породы из груди забоя M_a :

$$K^a_{эф} = M_{эф} / M_a$$

- определяется коэффициент $K^c_{эф}$ как соотношение между эффективными значениями упругих модулей $M_{эф}$ и динамическими упругими модулями M_d , найденными по атрибутам сейсмических волн за крепью тоннеля:

$$K^c_{эф} = M_{эф} / M_d$$

По данным некоторого множества определений $K^a_{эф}$ и $K^c_{эф}$ добиваются выполнения условия:

$$K^a_{эф} M_a = K^c_{эф} M_d$$

Далее выполняется прогноз $M_{эф}$ впереди груди забоя тоннеля по значениям динамических упругих модулей M_d с учетом коэффициента $K^c_{эф}$.

Рассмотренные выше основные особенности дискретных сред принципиальным образом определяют состояние устойчивости массива горных пород и процессы развития опасных динамических явлений.

2.2. Критерии устойчивости массива горных пород

Основные потери механической прочности массива горных пород в процессах ведения подземных горно-технических работ связаны с зонами ослабления горной породы различного генезиса (в особенности - элемент F_i , рис. 2.2), включая техногенный характер нарушения.. Сопоставление этих зон с

контурами инженерно-геологических элементов, для которых установлены физико-механические свойства пород “в куске” и характеристики трещиноватости массива по результатам изучения керна и каротажа скважин, позволяет уточнить полученные при сейсмических исследованиях количественные упругие характеристики в масштабе массива горных пород с учетом дискретной структуры.

Известно [5], что окружающие выработку горные породы перемещаются в сторону выработанного пространства и величина этих перемещений тем больше, чем ближе горные породы расположены к породному обнажению, т. е. вмещающий горную выработку массив горных пород деформируется. Деформации растяжения в направлении выработки (в «радиальном» направлении) сопровождаются деформациями сжатия во взаимно перпендикулярных направлениях (в «окружном» и «продольном» направлениях), которые обычно совпадают с направлениями очертания контура выработки. Возникающие вокруг выработки деформации растяжения и сжатия горных пород определяют появление соответствующих по знаку и величине дополнительных напряжений, которые искажают или нарушают начальное напряженное состояние массивов горных пород. Характерной чертой нового напряженно-деформированного состояния вокруг выработок обычно является относительное увеличение или концентрация «окружных» нормальных напряжений и относительное уменьшение или деконцентрация «радиальных» нормальных напряжений. Концентрация напряжений формирует так называемые области опорного давления, а деконцентрация - области разгрузки в массиве горных пород. Если новое напряженно-деформированное состояние превосходит некоторый предельный для данного массива уровень, начинается его разрушение, которое в свою очередь изменяет напряженно-деформированное состояние вокруг выработок.

На рис.2.6 приведен пример результатов расчета величины полной деформации для простейшего варианта слоистой среды. Здесь мы видим контур зоны опорного давления, в которой произошли основные деформационные

процессы. Важно отметить основную деталь в модели распределения деформаций – граница разделения области пластических деформаций (“больших” упругих деформаций, которые в реальной дискретной среде способны вызвать пластические деформации, или деформации трения) и области “малых” (упругих) деформаций. Такая граница неизбежно вызовет формирование в среде зоны ослабления массива в виде вертикальной границы (F_i на рис.2.2).

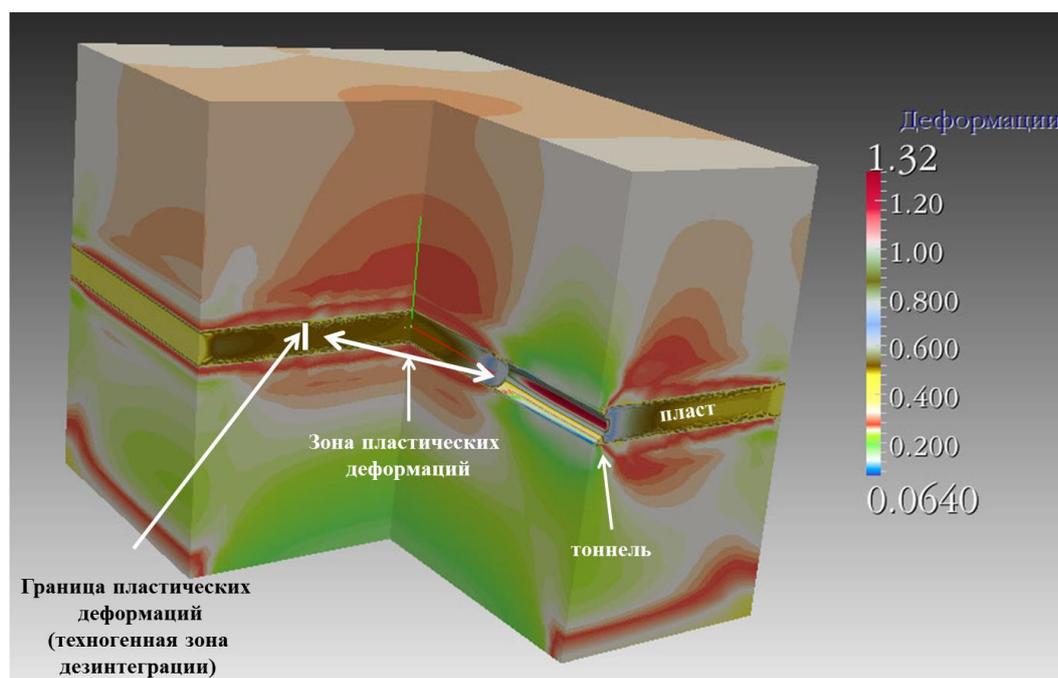


Рис. 2.6. Модель распределения величины полной деформации в слоистой среде с тоннелем.

В зависимости от относительной величины напряжений, скорости их накопления и пространственного расположения к рассматриваемой выработке следует различать дальние зоны (медленное накопление деформаций и напряжений в области, удаленной от активного забоя на дистанцию более 50 метров) и ближние зоны (0-50 метров от груди забоя).

Упомянутые размеры зон являются приблизительными и в существенной степени зависят от дискретной структуры и литологического состава горных пород, водонасыщенности и прочих инженерно-геологических условий, включая наземную и подземную инфраструктуру (застройка, технологические штольни и параллельные стволы тоннелей). Отметим тот факт, что, несмотря на

принципиально важное значение дискретной структуры массива горных пород , теории дискретных сред на сегодняшний день не создано и этот факт требует отдельного рассмотрения.

В отечественной и зарубежной практике строительства транспортных тоннелей применяется несколько подходов к оценке состояния устойчивости массива горных пород с учетом его дискретной структуры. Наиболее известны рейтинговые подходы по оценке устойчивости трещиноватого массива горных пород в баллах RMR [48, 49, 50, 51] и Q-система [46, 47]. Рейтинговые системы Q и RMR широко используются во всем мире. Q – система Бартона широко используется в Австралии, Канаде и Скандинавии. RMR – система в Южной Африке и США. Обе системы имеют сходство по применению близких параметров качества массива (трещиноватость), но различаются по весовым коэффициентам и учету напряженного состояния.

Wieniawski [48] предложил критерии оценки устойчивости массива в виде системы рейтинга массива горных пород RMR, в которой для оценки склонности горных пород к развитию опасных ситуаций используются 6 параметров, определяющих устойчивость горных выработок (таблица 2.2):

- рейтинг R1 в пределах от 0 до 15 баллов в зависимости от прочности пород на одноосное сжатие $R_{сж}$;
- рейтинг R2 в пределах от 3 до 20 баллов в зависимости от показателя качества массива по выходу керна геологоразведочных скважин RQD;
- рейтинг R3 в пределах от 5 до 20 баллов по расстоянию между трещинами;
- рейтинг R4 в пределах от 0 до 30 баллов - характеристика трещин;
- рейтинг R5 в пределах 0 до 15 баллов по условиям обводненности выработок;
- рейтинг R6 в пределах от 0 до 12 баллов по направлению трещин относительно оси выработки и угол их падения (отрицательное значения баллов рейтинга данного показателя при определении итогового рейтинга массива RMR вычитается из суммы баллов других показателей).

Для каждого из названных параметров заданы градации (интервалы) его изменения, из которых необходимо выбрать соответствующую характеристику оцениваемого массива. Итоговый рейтинг массива RMR определяются суммой баллов по всем показателям в пределах от 0 до 100 баллов:

$$RMR = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 + R6 \quad (2.3)$$

Таблица 2.2

Рекомендации по проходке и укрепления 10 метровых тоннелей в соответствии с системой RMR [50]

Класс скального массива	Разработка массива	Анкера (диаметр 20 мм, на растворе)	Набрызг-бетон	Металлическая арочная крепь
I - Очень хорошая скала RMR: 81-100	Проходка сплошным забоем, продвижение забоя 3 м	Поддержка не требуется, за исключением точечной крепи.		
II - Хорошая скала RMR: 61-80	Проходка сплошным забоем, продвижение забоя 1-1.5 м, полное закрепление пролета при проходке 20 м.	Единичные анкера в кровле длиной 3 м, на расстоянии 2,5 м с редкой проволочной сеткой.	50 мм в кровле где это необходимо.	Не требуется
III - Средняя скала RMR: 41-60	Проходка верхней части сечения опережает проходку нижнего уступа на 1,5-3 м. Защитные мероприятия после каждого взрыва. полное закрепление пролета при проходке 20 м.	Система анкеров длиной 4 м, на расстоянии 1,5 - 2 м в кровле и на бортах с проволочной сеткой в кровле.	50-100 мм в кровле и 30 мм на бортах.	Не требуется
IV - Плохая скала RMR: 21-40	Проходка верхней части сечения опережает проходку нижнего уступа на 1,0-1.5 м. Установка арок одновременно с выемкой грунта. Полное закрепление пролета при проходке 10 м.	Система анкеров длиной 4-5 м, на расстоянии 1-1,5 м в кровле и на бортах с проволочной сеткой.	100-150 мм в кровле и 100 мм на бортах	Легкая арочная крепь с шагом 1,5 метра.
V - Очень плохая скала RMR: < 20	Небольшие заходки на 0,5-1,5 метра, с одновременной установкой крепи и токретирования забоя.	Система анкеров длиной 5-6 м, на расстоянии 1-1,5 м в кровле и на	150-200 мм в кровле, 150 мм в бортах,	Средняя и тяжелая арочная крепь с шагом 0.75 м с

		бортах с проволочной сеткой. Установка анкеров в обратный свод	50 мм на груди забоя.	защитной стальной сеткой. Закрывать обратный свод.
--	--	--	-----------------------	--

Q-система [46, 47] предполагает вычисление параметра Q по формуле:

$$Q_M = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}, \quad (2.4)$$

где RQD – показатель качества породы (от 0 до 100 баллов);

J_n – показатель количества систем трещин (от 0,5 до 20 баллов) ;

J_r – показатель шероховатости поверхности трещин (от 0,5 до 4,0 баллов);

J_a – показатель изменчивости (сцепления) трещин (от 0,75 до 20 баллов);

J_w – гидрогеологический фактор (от 0,33 до 1,0 баллов);

SRF – фактор снижения напряжений (от 0,5 до 400 баллов) приведен в таблице 2.3.

Для перехода из одной системы в другую можно воспользоваться соотношением:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44. \quad (2.5)$$

Таблица 2.3

Фактор снижения напряжений (SRF) массива горных пород при проходке тоннелей по индексу Q [46, 47].

Фактор снижения напряжений	SRF	Примечание
а. Пересечение ослабленных зон массива горных пород горнопроходческими работами.		1. Значение SRF уменьшается на 25 - 50%, когда зоны ослабленных горных пород не пересекаются с горнопроходческими работами.
А. Серия ослабленных зон горных пород, глинизированных или химически дезинтегрированных (вне зависимости от окружающих пород и глубины).	10	
В. Одиночные ослабленные зоны содержащие глину, или химически дезинтегрированных породы (глубина < 50 м)	5	
С. Одиночные ослабленные зоны содержащие глину, или химически дезинтегрированных породы (глубина > 50 м).	2,5	
Д. Несколько зон сдвига в массиве горных пород (без глинистого заполнителя), (вне зависимости от окружающих пород и глубины).	7,5	

Е. Одна зона сдвига в массиве горных пород (без глинистого заполнителя), (глубина < 50 м)			5,0	2. Для сильно анизотропного начального поля напряжений (измеренного): при $5 < \sigma_1 / \sigma_3 < 10$, уменьшается σ_c до $0,8\sigma_c$ и σ_t до $0,8\sigma_t$ Когда $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, уменьшается σ_c до $0,6\sigma_c$ и σ_t до $0,6\sigma_t$ где: σ_c = прочность при сжатии при свободном боковом расширении, σ_t = предел прочности при растяжении, σ_1 и σ_3 = большая и малая компонента напряжения
F. Одна зона сдвига в массиве горных пород (без глинистого заполнителя), (глубина > 50 м)			2,5	
G. Сухие открытые трещины, сильно трещиноватые зоны (вне зависимости от глубины).			5	
В. Крепкие горные породы, проявление горного давления				
Н. Малые напряжения, неглубокое заложение	σ_c / σ_1	σ_t / σ_1	2,5	
	>200	>13		
Ж. Средние напряжения	200-10	13-0,66	1,0	
К. Высокие напряжения (высокая горизонтальная составляющая)	10-5	0,66-0,33	0,5–2	
Л. Умеренное пучение > 1 часа после обнажения	5-3	0,5-0,65	5–50	
М. Пучение и растрескивание через несколько минут после обнажения	3-2	0,65-1	50–200	
Н. Сильное растрескивание пород, немедленная динамическая деформация	<2	>1	200–400	
С. Пластичное течение слабых горных пород под воздействием высокого горного давления				
О. Слабое проявление горного давления			5–10	
Р. Сильное проявление горного давления			10–20	
Д. Водонасыщенность горных пород, влияние химической активности воды.				
R. Слабая водонасыщенность			5-10	
S. Сильная водонасыщенность			10-15	

В отечественной практике строительства транспортных тоннелей в документе ВСН-126-90 регламентированы классификационная (рейтинговая) система Булычева Н.С., аналогичная системе RMR и таблица прочности скального массива горных пород Протодяконова М.М., основанная на определении коэффициента крепости f (таблица 2.4), который напрямую используется в проектных расчетах устойчивости крепи выработок.

Таблица 2.4

Коэффициент крепости f по шкале проф. М. М. Протодяконова

Категория пород	Степень крепости	Породы	Коэффициент крепости, f
I	В высшей степени крепкие	Наиболее крепкие, плотные и вязкие кварциты и базальты. Исключительные по крепости другие породы	20
II	Очень крепкие	Очень крепкие гранитные породы. Кварцевый порфир, очень крепкий гранит, кремнистый сланец. Менее крепкие, нежели указанные выше кварциты. Самые крепкие песчаники и известняки	15

III	Крепкие	Гранит (плотный) и гранитные породы. Очень крепкие песчаники и известняки. Кварцевые рудные жилы. Крепкий конгломерат. Очень крепкие железные руды	10
IIIa	Крепкие	Известняки (крепкие). Некрепкий гранит. Крепкие песчаники. Крепкий мрамор. Доломит. Колчеданы	8
IV	Довольно крепкие	Обыкновенный песчаник. Железные руды	6
IVa	Довольно крепкие	Песчанистые сланцы. Сланцеватые песчаники	5
V	Средней крепости	Крепкий глинистый сланец. Некрепкий песчаник и известняк, мягкий конгломерат	4
Va	Средней крепости	Разнообразные сланцы (некрепкие). Плотный мергель	3
VI	Довольно мягкие	Мягкий сланец, очень мягкий известняк, мел, каменная соль, гипс. Мерзлый грунт, антрацит. Обыкновенный мергель. Разрушенный песчаник, сцементированная галька, каменистый грунт	2
VIa	Довольно мягкие	Щебенистый грунт. Разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень. Крепкий каменный уголь. Отвердевшая глина	1,5
VII	Мягкие	Глина (плотная). Мягкий каменный уголь. Крепкий нанос, глинистый грунт	1
VIIa	Мягкие	Легкая песчанистая глина, лесс, гравий	0,8
VIII	Землистые	Растительная земля. Торф. Легкий суглинок, сырой песок	0,6
IX	Сыпучие	Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпная земля, добытый уголь	0,5
X	Плывучие	Плывуны, болотистый грунт, разжиженный лесс и другие разжиженные грунты	0,3

Рейтинговая система Булычева Н.С. основана на вычислении характеристической прочности массива горных пород с подразделением ее диапазона изменчивости на 5 категорий устойчивости в соответствии с таблицей 2.5. В соответствии с этой таблицей определяется категория массива горных пород с целью планирования и управления технологией проходческих работ. При проектировании и строительстве автодорожных тоннелей в РФ используются различные рейтинговые классификации, а при проходке тоннелей в г.Сочи, как основа для управления ново-австрийской технологией проходки, была принята классификация Булычева Н.С.

Оценка устойчивости массива по характеристической прочности грунта
[74]

Характеристическая прочность грунта "в массиве", S МПа	Устойчивость массива		
	Категория	Характеристика	$t^{пр}$, сут.
>9	I	Вполне устойчивый	Практически неограниченно
9—1,5	II	Устойчивый	180—30 (6-1 мес.)
1,5—0,35	III	Средней устойчивости	30-7
0,35—0,05	IV	Слабоустойчивый	7-1
<0,05	V	Неустойчивый	1

Характеристическая прочность грунта в массиве определяется по формуле:

$$S = 1.07 R_{сж} k_1 k_2 k_3 k_4 k_5 k_6 k_7 \quad (2.6)$$

где 1.07 – нормирующий множитель, $R_{сж}$, $k_1 \dots k_7$ – таксономические единицы.

1. $R_{сж}$ – предел прочности на одноосное сжатие, обеспечивает учет прочностных характеристик грунта «в куске».
2. k_1 - Учет ориентации выработки по отношению к наиболее развитой (опасной) системе трещин.

Ориентация благоприятная (90° — 70°)	1
Ориентация неблагоприятная (70° — 20°)	0,667
Ориентация крайне неблагоприятная (20° — 0°)	0,5
3. k_2 - Учет расчлененности массива трещинами.

Одиночные случайные трещины	1-0,5
Одна система трещин	0,25
То же и слоистость	0,167
Две системы трещин	0,125
То же и слоистость	0,083
Три системы трещин	0,056
То же и слоистость	0,042
Четыре системы трещин	0,033
Раздробленный массив	0,025

4. k_3 - Учет интенсивности сетки трещин в породах.
- | | |
|---------------------------------|-----------|
| Нетрещиноватые, $n < 6$ | 1-0,90 |
| Слаботрещиноватые, $n = 6-12$ | 0,95-0,75 |
| Трещиноватые, $n = 12-25$ | 0,75-0,5 |
| Сильнотрещиноватые, $n = 25-60$ | 0,50-0,25 |
| Раздробленные, $n > 60$ | 0,25-0,05 |
- n - модуль относительной трещиноватости массива $n = B/bt$,
где B - пролет выработки, м; bt - среднее расстояние между трещинами, м.
5. k_4 - Учет сопротивления отдельностей смещениям по поверхности трещин.
- | | |
|--------------------------|-------|
| Прерывистые трещины | 1 |
| Волнистые трещины: | |
| неровные | 0,75 |
| ровные | 0,50 |
| зеркальные | 0,375 |
| Плоские трещины, ровные, | |
| заполненные породой | 0,25 |
| Зеркала скольжения | 0,125 |
6. k_5 - Учет ширины раскрытия трещин, мм, без учета их заполнения.
- | | |
|------------|------|
| До 3 | 1 |
| От 3 до 15 | 0,5 |
| 15 и более | 0,25 |
7. k_6 - Учет заполнения трещин в зависимости от заполнителя.
- При наличии контакта стенок трещин:
- | | |
|--|--------|
| песок, упрочненная порода | 1-0,75 |
| песок, измельченная порода (без глины) | 0,375 |
| глина | 0,25 |
| каолинит, слюда, тальк, графит | 0,188 |
- При отсутствии контакта стенок трещин:
- | | |
|----------------------------|--------------|
| песчано-глинистый | 0,15 |
| глина в зависимости | |
| от ширины раскрытия трещин | 0,125-0,0375 |
8. k_7 - Учет степени обводненности выработки.
- | | |
|--------|-----|
| Сухо | 1 |
| Влажно | 0,8 |
| Капеж | 0,5 |

Струи

0,3

Тогда, зависимость предельного (допустимого) времени t_{np} (сутках) стояния обнажения пород на груди забоя в зависимости от характеристической прочности S , МПа, массива представляется в виде:

$$t_{np} = K \cdot S, \quad (2.7)$$

где K —коэффициент ответственности прогноза, сут/МПа, $K=20$ сут/МПа—для нормального прогноза; 10 сут/МПа - для особо ответственного прогноза.

Названные выше системы оценки категорий устойчивости массива во многом сходны, оперируют 5-6-ю категориями и основными факторами классификации являются $R_{сж}$, показатель качества массива RQD и параметры систем трещин.

Заметим, что на этапе строительства существует целый ряд технических и экономических ограничений, совокупность которых не позволяет достичь необходимой детальности и точности построения инженерно-геологической модели. Тем более, по редкой сети скважин невозможно установить количественные оценки всех, входящих в рейтинговые системы, факторов. Все “упущенные” детали необходимо своевременно устанавливать в процессе проходческих работ по комплексу исследований обнажения массива горных пород в стенках и груди забоя, а за обнажениями практически невозможно, поэтому необходимо применять дистанционные геофизические методы, способных детально исследовать структуру и свойства массива с опережением положения забоя на несколько десятков метров.

По существу, любая рейтинговая система с той, или иной точностью обеспечивает оценку категории массива горных пород на проектных стадиях реализации подземных горно-технических работ по данным бурения инженерно-геологических скважин. Коррекция категорий устойчивости далее возможна только по факту ведения проходческих работ по обнажению массива на груди забоя, а прогноз изменения категорий устойчивости с опережением на

несколько десятков метров вперед возможен на основании применения дистанционных сейсмических технологий.

При этом, наиболее существенным фактором влияния на изменение категорий устойчивости является напряженное состояние массива, поведение которого теоретически предсказать крайне проблематично. В этом смысле, применение Q-системы рейтинга наиболее перспективно в том случае, если мы располагаем дистанционной системой оценки напряженного состояния впереди груди забоя.

Для ориентировочной оценки устойчивости массива горных пород в окрестности круговой выработки (тоннеля) с учетом напряженного состояния рекомендован приближенный метод интегральной оценки устойчивости массива с учетом конфигурации и размеров возможных зон разрушения пород вокруг выработки, разработанный Н.С. Булычевым и Н.Н. Фотиевой [5, 41, 42].

Сущность метода заключается в сравнении прочности горных пород на сжатие ($R_{сж}$) с величинами бытовых вертикальных напряжений γH в определенной точке трассы тоннеля с учетом пластических свойств горных пород.

Условие устойчивости круговой выработки (Q_s) имеет вид:

$$R_{сж} * K_s \geq \gamma * H * K_\sigma \quad (2.8)$$

или для оценки критерия устойчивости

$$Q_s = R_{сж} * K_s / (\gamma * H * K_\sigma) \geq 1 \quad (2.9)$$

где $K_s = 1 + (P_\epsilon \sin \varphi - 1) / \sin \varphi$ – коэффициент повышения устойчивости пород за счет пластичности;

K_σ – коэффициент концентрации напряжений на контуре выработки (для глинистых пород $K_\sigma = 2,5$);

φ – угол внутреннего трения горной породы;

$P_\epsilon = \epsilon_s / \epsilon_u = E_{упр} / E_{деф}$ – отношение полной деформации к упругой.

Соотношение (2.9) учитывает только бытовое давление γH , что явно недостаточно в припортальных зонах тоннеля, где при высоких значениях угла склона дневной поверхности величина сдвиговых напряжений на глубине

проходки тоннеля существенно превышает бытовое давление и для дискретных сред не учет этого обстоятельства может быть фатальным. Далее, эта проблема будет рассмотрена отдельно.

В целом, анализ методов оценки состояния устойчивости массива горных пород в рассматриваемой ПТС-ТОННЕЛЬ позволяет сделать вывод о необходимости комплексного применения нескольких рейтинговых систем и оценок прочностных свойств массива в зависимости от изменения инженерно-геологических условий в процессах строительства подземной инфраструктуры.

2.3. Развитие опасных инженерно-геологических процессов и явлений в тоннельном строительстве

Оценка уровня риска опасного изменения инженерно-геологической ситуации в процессе строительства тоннелей основана на представлениях о механизмах критического развития опасных динамических процессов и явлений в ближней и дальней зонах влияния подземного сооружения на состояние устойчивости массива горных пород.

2.3.1. Опасные явления в ближней зоне строительства тоннеля

В ближней зоне строительства тоннеля в результате значительных механических воздействий, изменения структуры массива горных пород и гидрогеологических условий (депрессии уровня грунтовых вод за счет водоотлива и снижение архимедовой силы) происходят необратимые деформации мгновенного (хрупкого) и замедленного (пластического) типов за счет существенного изменения компонент НДС. Радиус такого воздействия составляет примерно удвоенный поперечный размер сооружения (для тоннеля – от 20 до 30 метров). Величина компонент пластических деформаций в этой зоне может достигать первых сантиметров для крепких пород (песчаников) и порядка 10-15 см для слабых (водонасыщенные аргиллиты). Необратимые деформации в этой зоне вызовут перестройку структуры водонасыщения

массива, что приведет к дальнейшему развитию НДС и увеличению радиуса воздействия сооружения на массив (формирование дальней зоны).

Основные опасные явления в ближней зоне забоя тоннеля классифицируются следующим образом [74]:

- **динамическое явление:** внезапно возникающее в результате проявления горного давления и давления заключенных в породах жидкостей и протекающее с высокой скоростью движение горных пород или жидкостей вблизи горных выработок;

- **внезапный выброс породы:** быстропротекающее разрушение породного массива горным давлением с отбросом в горную выработку породы из забоя или призабойной зоны;

- **горный удар:** внезапное быстропротекающее разрушение предельно напряженной части горного массива, прилегающего к горной выработке;

- **стреляние горных пород:** быстрое откалывание и отскакивание кусков породы от обнаженной поверхности горных выработок, сопровождающееся звуковым эффектом;

- **толчок:** горный удар, проявляющийся в разрушении горного массива за пределами контуров выработок без их выброса в горную выработку;

- **микроудар:** осыпание породы в горные выработки без нарушения технологического процесса, сопровождаемое резким звуком, сотрясением горного массива, образованием пыли;

- **вывал горной породы из груди забоя:** осыпание горной породы в горную выработку с нарушением технологического процесса;

- **динамическое разрушение пород почвы выработки:** быстропротекающее хрупкое разрушение слоя породы почвы горной выработки;

- **обрушение кровли выработки:** обрушение горных пород в выработку в результате отслоения части горного массива выше кровли выработки;

- **водоприток:** быстрое нарастание объема притока воды в выработку из зон дробления пород тектонического или геодинамического типов, карстовых полостей и других зон ослабления горного массива.

Особое значение имеют частые аварийные ситуации в припортальных зонах строящихся тоннелей. Так в период строительства 8-ми транспортных тоннелей по программе подготовки “Олимпиады-2014” произошло 6 аварий с завалом большого участка выработки (до 50 метров). Сценарий всех аварий один и тот же: проходка ствола тоннеля от портала до 60-100 метров в массив, нарастание “высоты” массива над тоннелем 20-30 метров, быстрое (неустраняемое) заполнение выработки породой из груди забоя (рис. 2.7). Особым образом отметим тот факт, что обрушение массива пород в выработку происходит по блоковому принципу (на дневной поверхности образуются провалы с явной блоковой структурой). Этот механизм развития динамических процессов имеет принципиальное значение для разработки всех возможных систем контроля состояния массива. До сих пор этому явлению не находилось ясного объяснения.

Рассмотрим одну из таких типичных аварий в припортальной зоне на одном из тоннелей г. Сочи (2012 г., тоннель №4а). Инженерно-геологическая модель этого тоннеля и расчетные модели компонент нормальных и сдвиговых напряжений показаны на рис.2.8 (технология моделирования - Plaxis). Завал тоннеля произошел на 60-ом метре от портала, при этом порода заполнила весь ствол тоннеля с обрушением временной крепи до самого портала. Процесс обрушения длился несколько минут, за которые рабочие успели эвакуироваться.

Отметим, что в точке А рис. 2.8 отношение сдвиговой компоненты напряжения τ к нормальной σ равно 1. Известно, что для дискретных сред критическое соотношение Byerlee J. [53] имеет вид $\tau < 0.85 \sigma$ и в случае нарушения этого условия дискретный массив переходит в состояние пластического течения (эффекты множественного трения). Подчеркнем, что результаты численного моделирования свидетельствуют о том, что нарушение этого условия происходит только в точке А, где по факту и произошла авария, а далее всюду по оси тоннеля условие равновесия выполняются. Например, в т. В на границе с зоной повышенной трещиноватости это соотношение равно 0.4 и, следовательно, несмотря на существенное снижение устойчивости массива в трещиноватой зоне, аварийной ситуации не произошло. В данном случае, в

этом интервале фиксировалось только осыпание породы в груди забоя (короткое время стояния массива).

Эта и аналогичные аварии явным образом свидетельствуют о промахах расчетов устойчивости массива по рекомендуемому методу Бульчева-Фотиевой (см. п.2.2). Выполним расчет критерия устойчивости Q_s вдоль оси рассматриваемого с учетом соотношения (2.9). В таблице 2.6 приведены все расчетные параметры, включая критерии устойчивости, численные значения которых по этому методу существенно превышают опасный уровень (в 10 раз). На рис.2.9 показаны эти оценки в виде гистограммы и графика Q_s .



Рис. 2.7. Пример аварийной ситуации в припортальной части тоннеля №4а
(г. Сочи, 2012 г.).

Критерии устойчивости выработки по трассе тоннеля №4а

Длина участка, м	Прочность грунта, т /м ²	Бытовые напряжения, т /м ²	Критерий устойчивости
20	100	30	9.0
30	500	50	20.6
15	100	58	4.7
40	500	70	14.7
100	660	100	12.5
10	100	116	2.3
150	560	183	5.9
5	100	217	1.3
80	560	220	4.9
40	100	214	1.3
285	560	260	4.2
20	100	254	1.1
75	560	289	3.7
20	100	298	0.9
175	360	287	3.4
15	100	270	1.0
210	560	243	4.4
125	560	133	8.1
30	100	77	3.5

*Примечание – жирный шрифт курсивом соответствует положению аварийного интервала.

Если в формулу 2.9 ввести поправочный коэффициент, определяемый на основе отношения нормального к сдвиговому напряжению, что никак не противоречит смыслу учета НДС, то новый график критерия устойчивости Q_d будет выглядеть существенно иначе и логичнее чем график Q_s (рис.2.9).

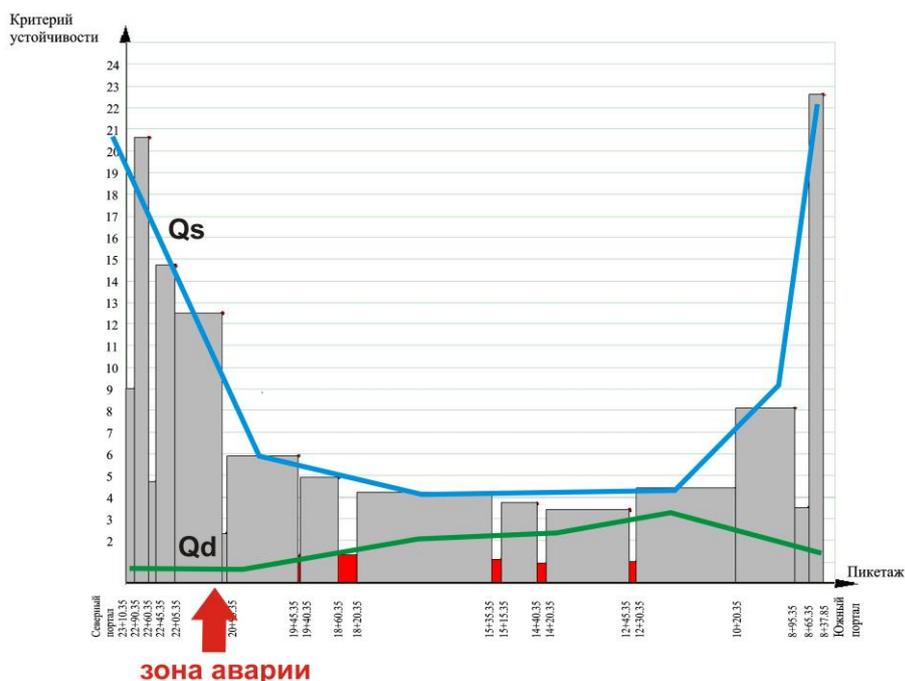


Рис. 2.9. Графики критерия устойчивости Q_s (соотношение Булычева Н.С.) и Q_d (учет сдвиговой компоненты напряжения) по оси тоннеля (тоннель №4а, г. Сочи) [71]

Еще один вид распространенной опасной ситуации в ближней зоне забоя иллюстрируется на рис. 2.10. Здесь показана линия красного цвета, которая соответствует плоскости ослабления массива горных пород (зона тектонического разлома или зона ослабления массива техногенного характера). В этом случае происходит осыпание породы в выработку с коротким промежутком времени проходки между показанными фрагментами 8“а” и 8“б” и, как правило, с нарастанием водопритока. Подчеркнем, своевременное обнаружение таких зон возможно только по факту регистрации сейсмических сигналов отраженных волн.

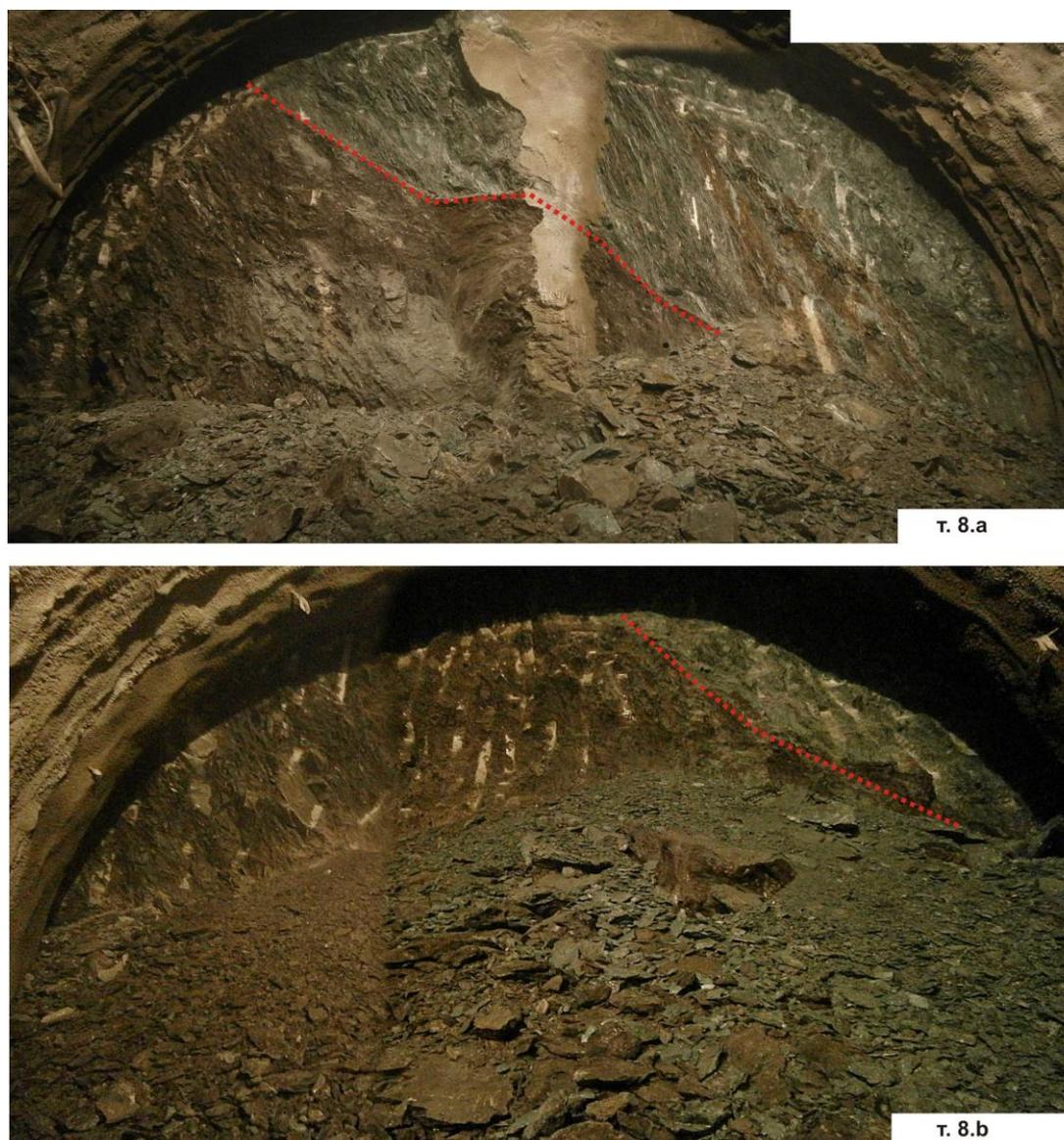


Рис. 2.10. Осыпание породы в забой в течение короткого промежутка времени (тоннель №8, г. Сочи, 2013 г.)

2.3.2. Дальняя зона влияния тоннеля

Дальняя зона изменения компонент НДС формирует так называемую “мульду сдвижения” на дневной поверхности над тоннелем в процессе проходческих работ и во все время эксплуатации тоннеля в силу непрерывного перераспределения компонент НДС за счет динамики подземных вод (динамика уровня грунтовых вод в связи с водоотливом, что вызывает существенные колебания архимедовой силы). В варианте подземного сооружения ширина такой зоны на дневной поверхности примерно равна его удвоенной глубине.

Вертикальное оседание поверхности в центре мульды может находиться в диапазоне от первых миллиметров до первых десятков сантиметров. При этом величина горизонтальных деформаций будет всегда больше вертикальных. Процесс формирования мульды сдвижения может способствовать развитию оползневых и склоновых процессов. Все основные процессы формирования мульды сдвижения происходят во время строительства и вскоре заканчиваются. Ситуация в этой зоне может быть ухудшена за счет расположения в ней зданий и сооружений (коммуникаций и т.п.), что приводит к существенным эволюциям НДС и в более поздних периодах эксплуатации подземных сооружений. Заметим, что в условиях высокого уровня сейсмичности все сооружения в границах мульды сдвижения будут находиться всегда в более критической ситуации, чем сооружения за ее пределами.

Следует обратить особое внимание на следующее обстоятельство: параметры НДС в ближней и дальней зонах воздействия подземного сооружения на массив горных пород существенно изменяться в худшую сторону при пересечении границ блоков, на которые поделена среда в ее естественном нестационарном геодинамическом режиме. Контакт геодинамических блоков представляет собой особый объект риска, который необходимо выявлять до пересечения с ним строящегося сооружения. Очевидно, что в момент приближения к нему забоя тоннеля или горной выемки

произойдет критическое развитие компонент НДС со всеми вытекающими последствиями (выброс породы, обильный водоприток и т.п. опасные явления).

В этой связи, начальной основой обеспечения безопасности тоннельного строительства является обязательное проведение геодинамического районирования участка недр с целью выявления блочной структуры массива горных пород, оценки его напряженного и динамического состояния, выявления активных геодинамических зон. Подчеркнем важность этого этапа в связи с преобладающим размещением тоннелей в горных районах РФ с повышенной сейсмичностью (выше 7-ми баллов по карте ОСР-97-В и СП 14.13330.2011).

С учетом сказанного, на рис.2.11 представлена расчетная модель компонент деформаций с целью анализа влияния текущего положения строящегося тоннеля в ближней и дальней зонах массива горных пород с наземной инфраструктурой. Расчет показал развитие опасной ситуации в контуре мульды сдвижения по следующим признакам:

- величина полной деформации пород под 6-ти этажным жилым зданием может достигать 25 см, в связи с чем, принято своевременное решение проходку тоннеля далее осуществлять под бетонным экраном;

- контур мульды сдвижения захватил склоновую зону дневной поверхности, что может привести к оползневым или склоновым деформационным процессам.

Таким образом, оптимальные решения по оценке и прогнозу изменения реальных параметров состояния устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ в ближней и дальней зонах ведения горно-технических работ могут быть найдены на основе независимого применения нескольких рейтинговых систем, непрерывных дистанционных оценок структуры и параметров напряженного состояния массива горных пород и численных методов моделирования деформационных процессов с учетом контролируемого изменения параметров инженерно-геологических условий в процессе проходческих работ.

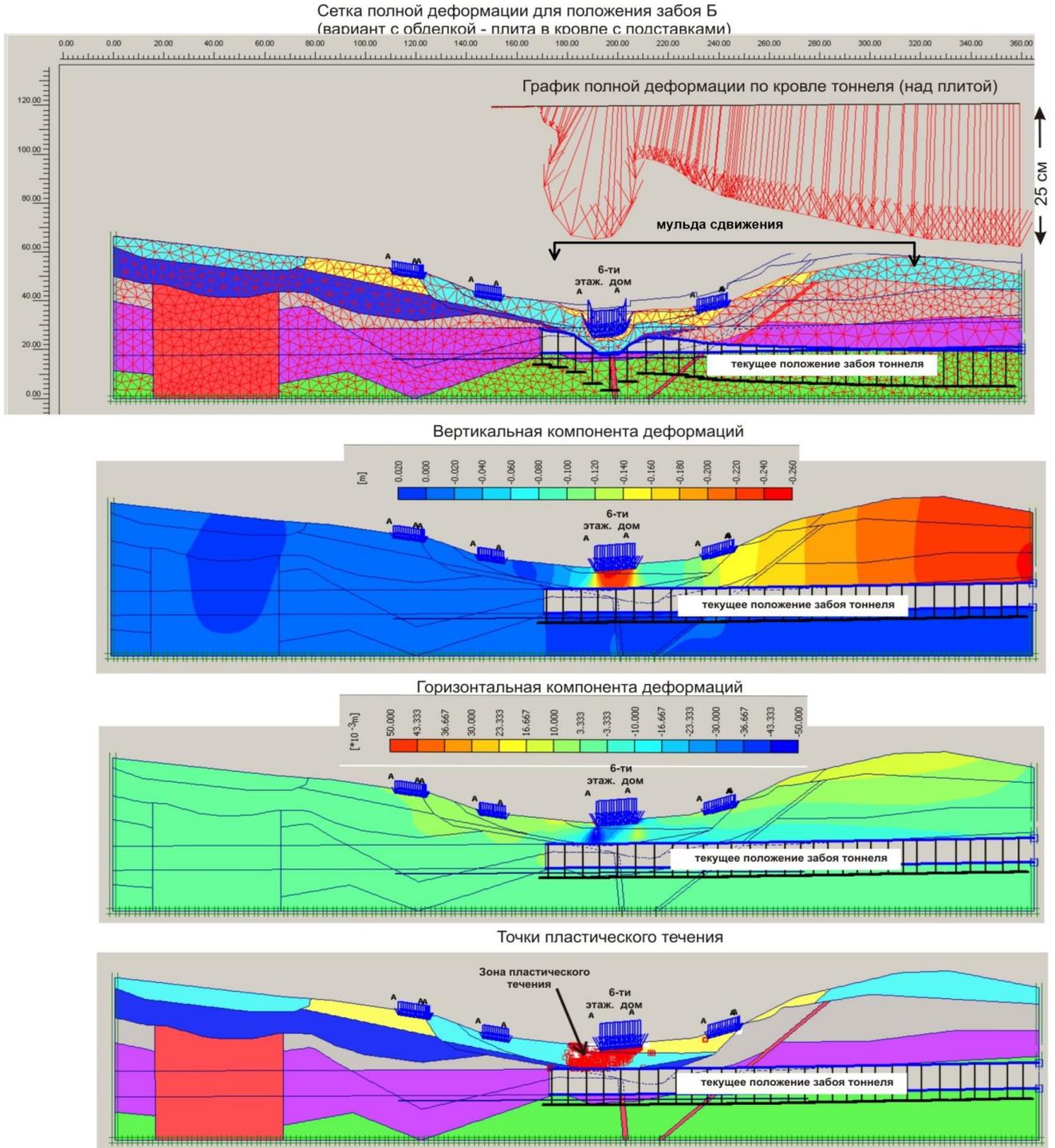


Рис. 2.11. Модель компонент НДС с текущим положением проходки тоннеля с учетом наземной инфраструктуры и оценкой размеров муфты сдвига.

Выводы по 2 главе

Анализ параметров состояния устойчивости динамической ПТС-ТОННЕЛЬ с учетом подземной и наземной инфраструктуры позволяет сформулировать несколько следующих основных выводов:

1. Параметры модели состояния устойчивости скального массива с дискретной структурой удовлетворительно оцениваются комплексом рейтинговых систем, каждая из которых *в разной степени* учитывает изменение инженерно-геологических условий в процессе ведения горно-технических работ.
2. Особым образом необходим учет прогнозируемого численными методами варианта *критической потери состояния устойчивости массива в припортальных зонах* тоннеля на основе контроля соотношения сдвигового и нормального напряжений.
3. Прогноз развития опасных инженерно-геологических процессов и явлений на основе независимых рейтинговых оценок должен сопровождаться *дистанционными методами получения информации для оценки компонент НДС* и численными методами моделирования деформационных процессов в ближней и дальней зонах влияния подземной и наземной инфраструктуры.

ГЛАВА 3. ПРОГНОЗ РАЗВИТИЯ ОПАСНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ НА ОСНОВЕ ОПЕРАТИВНОЙ СИСТЕМЫ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ЛОКАЦИИ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД

Проблема прогноза развития опасных инженерно-геологических процессов в транспортном строительстве подземных сооружений требует решения достаточно широкого круга сложных задач в условиях следующих основных обстоятельств:

- горный рельеф и глубина подземного строительства существенно ограничивает технические и экономические возможности методов инженерно-геологического изучения массива горных пород с дневной поверхности с необходимой детальностью и достоверностью;

- развитие опасных инженерно-геологических процессов определяется границами области активного влияния подземной выработки на изменение структуры и параметров НДС массива горных пород в наиболее опасной зоне с радиусом в первые десятки метров от забоя выработки, что требует установить необходимую детальность (разрешающую способность) непрерывной оценки параметров НДС на уровне первых метров;

- скорости развития разнообразных инженерно-геологических процессов (в первую очередь – деформационных) существенно опережают скорости проходки и крепления выработки, а динамические явления реализуются по неочевидному сценарию интерференции ряда динамических процессов в природно-технической системе “геологическая среда – выработка – крепь”.

С учетом названных обстоятельств, представляется необходимым решать в оперативном режиме следующие основные задачи:

- непрерывная оценка структуры и параметров НДС массива горных пород в процессе ведения проходческих горно-технических работ в ближней зоне забоя выработки с дистанцией не менее 50-ти метров;
- определение фактических деформационно-прочностных свойств вмещающего массива и прогноз их критического изменения на всех этапах проходческих и строительных работ;

- организация системного мониторинга инженерно-геологических процессов и геодинамических явлений в массиве горных пород и на дневной поверхности в пределах зоны ведения подземных работ.

Дистанционная оценка структуры и относительных значений параметров напряжений на расстояниях от нескольких метров до первых сотен метров от подземной выработки, практически безальтернативным образом, может быть реализована различными сейсмическими технологиями, применение которых основано на прямых функциональных связях тензора “малых” напряжений в точках отражения или прохождения сейсмических волн и тензора “больших” напряжений, действующих в этих же точках массива горных пород [11, 43, 52, 59, 60].

Зарубежный и отечественный опыт применения сейсмического метода регистрации отраженных волн в забое подземной выработки (см. раздел 1 в настоящей работе) свидетельствует о достаточно надежном дистанционном обнаружении в массиве горных пород различного типа нарушения сплошности, тектонических и литологических границ, упругих модулей и т.п. Другими словами, элементы структуры и свойства массива горных пород контролируются сейсмическим методом вполне успешно, но прогноз развития опасного динамического явления на основе этих данных остается чрезвычайно проблематичным.

Следует отметить, что в силу различных объективных причин недостаточного методического, технического и регламентного обеспечения решения обсуждаемых задач в транспортном строительстве необходимо рассматривать широкий круг задач горного мониторинга. В первую очередь, задача прогноза опасных инженерно-геологических процессов дистанционным методом должна решаться в категориях регламента на строительство подземных сооружений и включена в соответствующие ведомственные рекомендации.

3.1. Методика сейсмической локации массива горных пород из забоя тоннеля

Учитывая все вышеназванные особенности инженерно-геологических условий и основных элементов процессов развития опасных ситуаций, рассмотренных в предыдущем разделе, представляется важным определить соответствующие им сейсмические объекты, обладающие значимой отражательной способностью (рис.3.1):

- зона дезинтеграции TDZ (техногенная зона ослабления массива, разделяющая области пластических и упругих деформаций, см. раздел 2);
- субвертикальные зоны дробления массива тектонического типа;
- субвертикальные зоны ослабления массива пликативного типа, соответствующие блоковой структуре геодинамического режима земной коры;
- карстовые полости;
- литологические и тектонические границы.

Термин “зона дезинтеграции” массива горных пород в сейсмическом контексте означает разрыв непрерывности напряжений и деформаций, что в геологическом контексте соответствует зонам ослабления массива различного генезиса (одиночная плоскость трещины, зона трещиноватости, зоны дробления и т.п.).

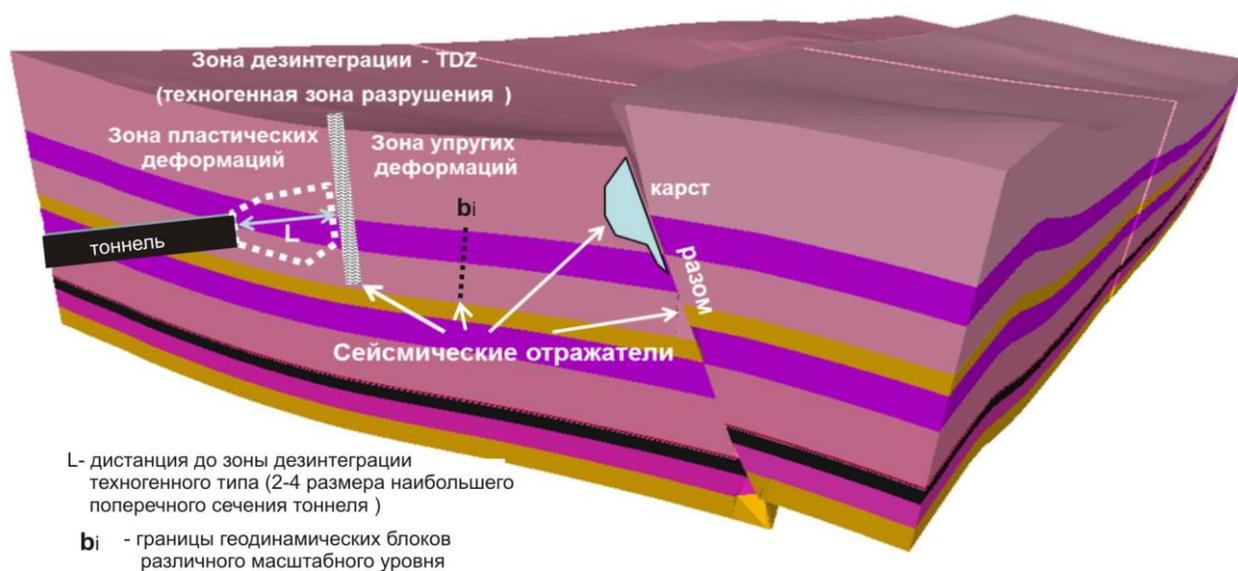


Рис.3.1. Основные объекты сейсмогеологической модели массива горных пород .

Сказанное выше предопределяет применение сейсмических методов в различных модификациях в дистанционном изучении структуры и параметров НДС массива горных пород, геологического строения и обнаружения тектонических элементов дизъюнктивного или пликативного типов в ближней зоне влияния горных выработок. Учитывая специфику и геометрию выработанного пространства в подземных условиях и существование сейсмогеомеханической модели в нестационарном поле напряжений, предпочтение следует отдавать методам отраженных волн в варианте сейсмолокационного обзора (многократная система поляризационного приема сейсмических сигналов на сравнительно короткой базе с необходимостью «просмотра» массива во все стороны по заданному направлению). При этом, необходимо подчеркнуть, что в конус сейсмолокационного обзора попадут только однократно отраженные волны от субвертикальной плоскости отражателя, расположенной нормально к оси конуса.

Учитывая условия ведения работ в транспортных тоннелях и в шахтах для реализации метода сейсмолокационного обзора массива горных пород компанией НПО СИБГЕОФИЗПРИБОР (г. Новосибирск) совместно с коллективом специалистов Уральского государственного горного университета [12, 13] разработана и серийно выпускается сейсмическая система МИКОН-ГЕО. На рис.3.2 показан комплект системы МИКОН-ГЕО, специализированный на условия работ в транспортных тоннелях. В комплект входит 6-8 единиц цифровых трехкомпонентных сейсмических модулей (ЗС-геофонов), которые последовательно подключаются к бортовому телеметрическому модулю регистрации сейсмических сигналов.

Система предусматривает регистрацию сейсмических сигналов в синхронизированном режиме с импульсными (удары кувалдой, сейсморужье, взрыв и т.п.) или кодо-импульсными (ротор проходческого комбайна, гидромолот) источниками упругих воздействий.



Рис. 3.2. Тоннельный комплект сейсмической системы МИКОН-ГЕО.

Источники импульсного или кодо-импульсного типов обеспечивают надежную дальность сейсмического обзора массива в сигналах отраженных волн на 50-200 метров от груди забоя тоннеля. Система регистрации упругих волн предполагает произвольное размещение трехкомпонентных (3С) цифровых геофонов с апертурой приема, распределенной на площади не менее 25 м² на груди забоя тоннеля или на его бортах за проходческим комбайном и перемещающихся по мере подвигания забоя.

На рис.3.3 и 3.4 показаны варианты размещения 3С-геофонов на груди или на бортах забоя тоннеля. Наиболее точный результат сейсмолокации гарантируется системой регистрации на груди забоя. Регистрация системой на бортах тоннеля применяется в том случае, если подход к груди забоя по техническим условиям ограничен (щитовая технология, короткое время стояния забоя и др. ограничения).



Рис. 3.3. Система регистрации на груди забоя.

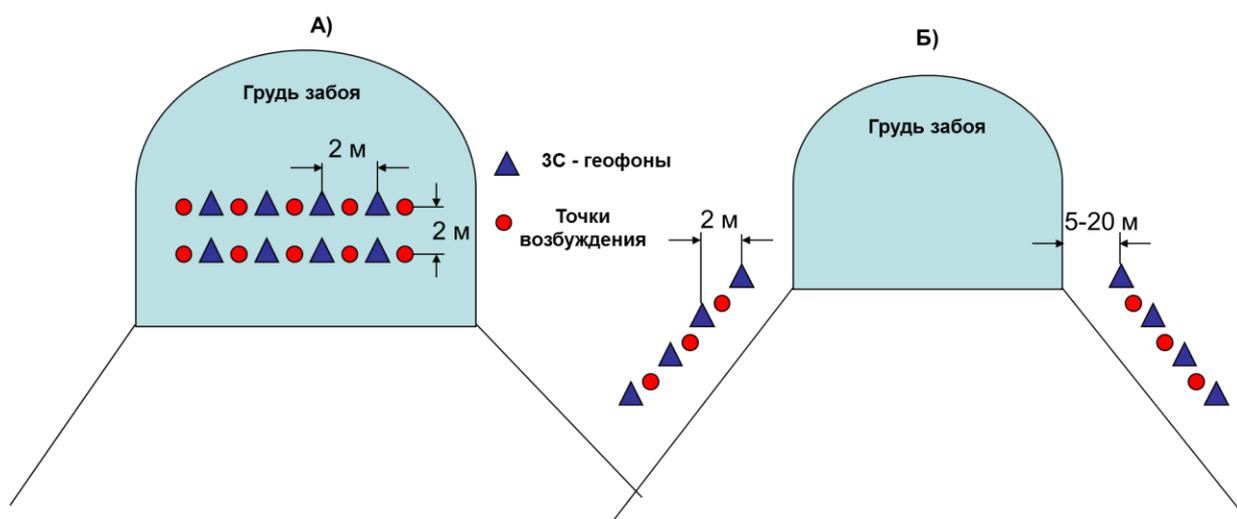


Рис. 3.4. Варианты систем регистрации сейсмических волн на груди (А) и бортах забоя тоннеля (Б).

Система оперативной обработки результатов регистрации полного набора векторных компонент волнового поля, при многократном или непрерывном возбуждении из различных положений источника колебаний, обеспечивает получение гарантировано устойчивого суммарного трехмерного сейсмического

изображения массива горных пород в сигналах отраженных волн различной поляризации [8, 17, 24].

На рис.3.5 приведен пример такого изображения сейсмического куба сигналов отраженных продольных волн. Регистрация волнового поля в данном варианте осуществлялась 8-ю ЗС-геофонами из 8-ми пунктов возбуждения (удары 5-ти кг кувалдой), совмещенных с точками приема. Пример иллюстрирует качество регистрации поля сигналов отраженных волн в массиве известняков с зонами ослабления (трещины, карст и т.п.).

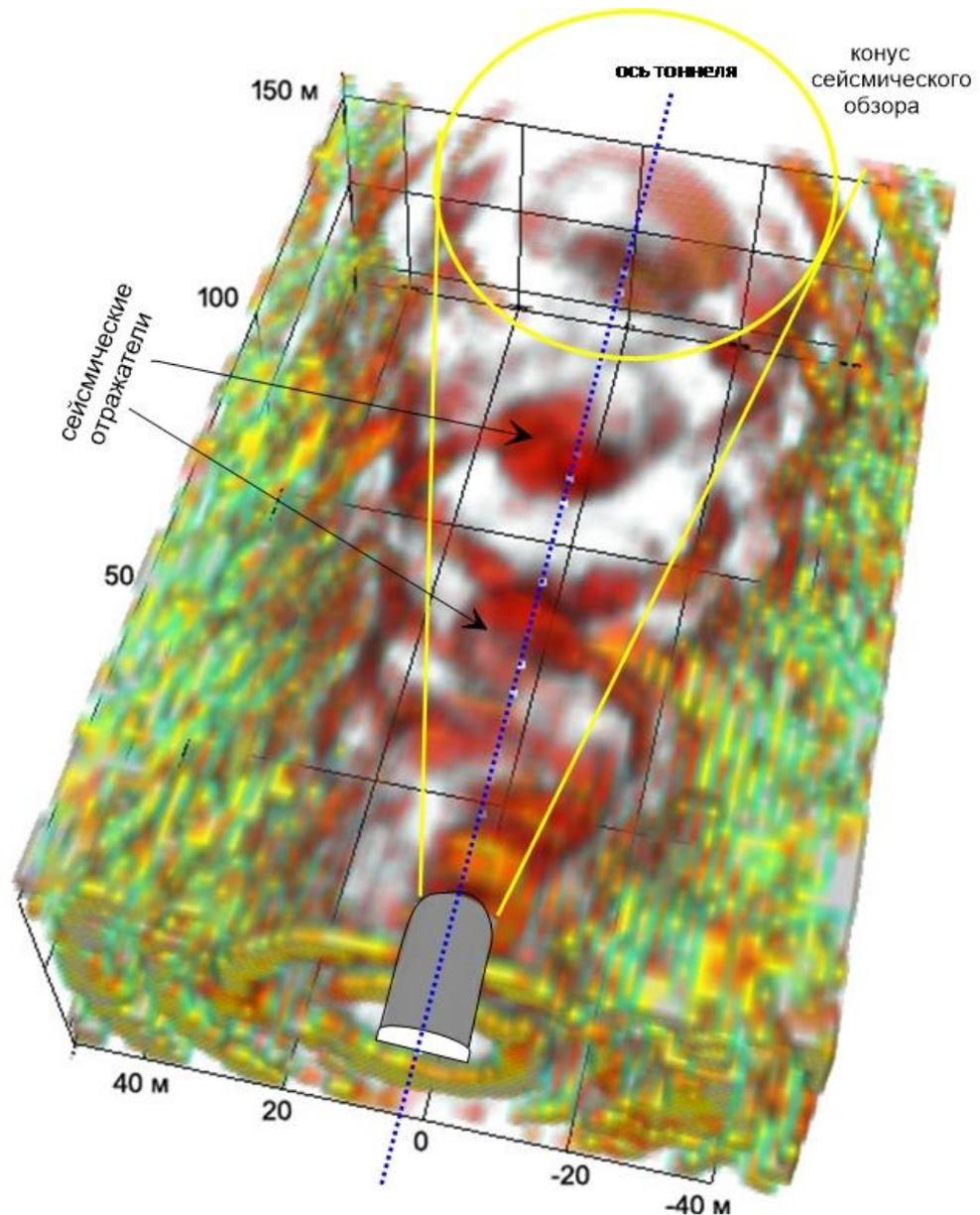


Рис. 3.5. 3D сейсмическое изображение массива горных пород в сигналах отраженных волн

Отметим, что достоверное положение сейсмических отражателей находится в пределах объема пространства массива горных пород, ограниченного конической поверхностью с углом раствора порядка 30 градусов (конус сейсмического обзора). При определенных ограничениях конус сейсмического обзора с технической точки зрения целесообразно заменить на эквивалентный ортогональный объем массива (куб сейсмического обзора).

Типичный вид куба сейсмического обзора показан на рис.3.6. Здесь же приведена схема оптимальной системы наблюдений для варианта непрерывного контроля массива горных пород в процессе проходческих работ механизированным способом. Данная схема хорошо себя зарекомендовала как в тоннельном строительстве, так и в глубоких угольных шахтах.

Заметим, что в классических определениях горной механики массив в области опорного давления разделяется на три зоны: зона отжима (процесс пластического течения), ближняя зона с критическим напряженным состоянием (процессы развития пластических деформаций) и средняя зона с концентрацией упругих напряжений. Границам названных зон соответствуют плоскости ослабления массива горных пород TDZ_0 и TDZ с высокими значениями коэффициентов отражения. По существу, именно эти отражатели и являются основными индикаторами в процессах контроля состояния устойчивости массива горных пород .

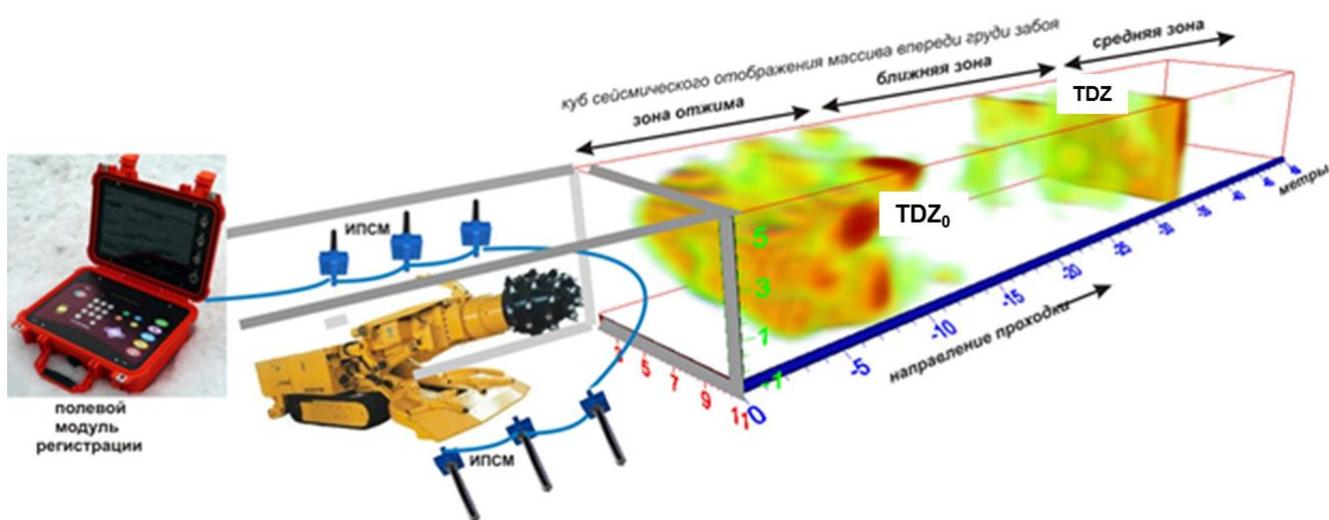


Рис. 3.6. Типичный пример куба сейсмического обзора массива горных пород в варианте применения метода сейсмической локации при механизированном способе проходки тоннеля.

3.2. Оценка структуры и параметров НДС по сейсмическим данным

В мировой практике в последнее время сформировано принципиально новое научно-прикладное направление развития сейсмических технологий – сейсмогеомеханика, целью которой является оценка структуры и параметров НДС массива горных пород по динамическим и кинематическим атрибутам сигналов сейсмических волн различной поляризации [58, 59]. Фундаментальной основой этого направления является функциональная связь тензора “малых” напряжений во фронте упругой волны с тензором “больших” напряжений в одних и тех же точках массива горных пород [11, 52, 60].

Принцип решения названных выше задач прогноза структуры и параметров НДС массива горных пород основан на доказанном положении, что для любой точки, лежащей на границе раздела двух сред с различной дискретной структурой, с различными упругими свойствами твердого материала и заполненных флюидом (газ, вода), коэффициент отражения r нормально падающей волны в схематическом виде может быть представлен следующим образом [63, 64]:

$$r = r_a + r_d \quad (3.1)$$

Компонента r_a (акустический импеданс) определяется упругими модулями сплошного материала среды в высокочастотном приближении для малого объема осадочных пород (упругие модули «куска»). Компонента r_d обусловлена контрастом дискретной структуры и скачком 1-го рода по компонентам напряжений (разрыв непрерывности напряжений или высокое значение градиента напряжений) по обе стороны от границы раздела в объеме среды, соответствующего мгновенным амплитуде и частоте сигнала падающей волны (масштабный эффект в метровых диапазонах длины сейсмических волн). Компоненты r_a и r_d являются основными и по многочисленным расчетам составляют не менее 90 процентов от значения общего коэффициента отражения, причем компонента r_d в этом соотношении отвечает за частотную зависимость общего коэффициента отражения от параметров тензора «больших» напряжений, дискретной плотности и трения. Особым образом отметим тот факт, что дискретная плотность соответствует основному

инженерно-геологическому фактору RQD в любой рейтинговой системе оценки устойчивости массива горных пород .

Соответственно, алгоритм перехода от динамических атрибутов сигналов отраженных волн различной поляризации (мгновенные амплитуды и частоты) к относительным оценкам компонент напряжений строится по следующей схеме:

- одним из известных методов определяется компонента r_a в высокочастотном приближении сейсмического сигнала отраженной волны (алгоритмы сейсмической инверсии);
- определяется компонента r для варианта расчета, «настроенного» по частоте этого же сигнала;
- исключается r_a из r и остаток приравнивается к r_d .

Под термином «настройка» подразумевается восстановление формы сигнала, соответствующего длине падающей волны, захватившей в колебательный процесс существенный объем среды с дискретной структурой. Известно [52], что r_d является функцией приращения (скачка) градиента общего давления в точке отражения упругой волны и, на основании этого, установлена следующая, приближенная функциональная зависимость [58, 63]:

$$r_d(P) = (A_r/A_a)^n (F_d/F_r)^m, \quad (3.2)$$

где: r_d – функция относительного приращения градиента общего давления P в точке отражения;

A_r и F_r – амплитуда и частота сигнала отраженной волны (по Гилберт-преобразованию) в этой же точке;

A_a и F_a – амплитуда и частота сигнала отраженной волны, значения которых рассчитаны в высокочастотном приближении.

Показатели степени n и m устанавливаются с учетом конкретных инженерно-геологических условий и генезиса массива горных пород.

Соответственно, сейсмогеомеханическую модель массива горных пород в одномерном представлении можно представить трассой коэффициентов отражений, значения которых имеют динамический характер. Коэффициент отражения, соответствующий «жесткой» границе смены пород не меняется в процессе изменения компонент напряжений при подвигании забоя, а коэффициент отражения, соответствующий границам зон дезинтеграции

массива, будет существенно изменяться при приближении забоя выработки к этой зоне вследствие изменения компонент напряжений по обе стороны от отражателя. Именно это обстоятельство позволяет идентифицировать в волновой картине сигналы отраженных волн, связанных с зонами дезинтеграции массива (квази-Допплер эффект) самой различной природы, включая техногенную и, соответственно, выявлять зоны, наиболее опасные для формирования и развития опасного динамического явления.

Результатом локационного обзора массива горных пород в границах ближней зоны влияния выработки на массив горных пород является «куб» сейсмического изображения ближней зоны забоя в относительных оценках градиента общего давления, рассчитанный по исходному кубу сейсмического изображения массива того же размера в сигналах отраженных волн той или иной поляризации (рис.3.7).

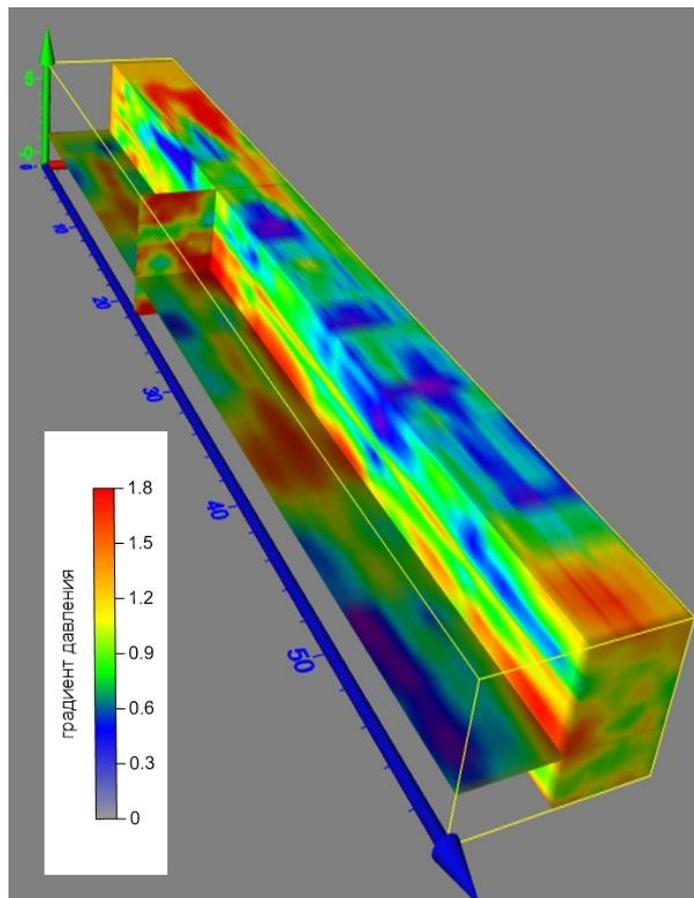


Рис. 3.7. Пример изображения куба относительных оценок градиента давления

При фиксированном задании геометрии системы расстановки геофонов и пунктов возбуждения в забое и точном соблюдении этой схемы, существует возможность мгновенной обработки волнового поля по заготовленному сценарию без участия квалифицированного специалиста-обработчика и отображения результата контроля массива в виде сейсмических кубов в сигналах отраженных волн и оценок градиента давления на экране бортового модуля, или ноутбука, присоединенного к нему.

Как показал большой опыт применения такого подхода весь процесс такой экспресс-диагностики массива горных пород на одном забое может занимать 30-60 минут с выдачей заключения.

3.3. Контроль и прогноз опасного развития состояния устойчивости ПТС - ТОННЕЛЬ по сейсмическим и инженерно-геологическим данным

Схема предлагаемого далее подхода реализует следующую логику трансформации сейсмического волнового поля в инженерно-геологические и геомеханические параметры с учетом ранее выполненных исследований и разработок [12, 17, 18, 24, 25, 26, 27,28, 30]:

- трансформация сейсмического куба сигналов отраженных волн в относительные оценки градиента давления и нормировка этих оценок к уровню нормального (гравитационного) давления с учетом текущей глубины проходки тоннеля;

- трансформация поля (куба) сигналов отраженных волн в сейсмические атрибуты, соответствующих значениям динамических упругих модулей (модуль Юнга, модуль сдвига, коэффициент Пуассона);

- пересчет сейсмических атрибутов (оценки градиента давления и динамические упругие модули) в инженерно-геологические параметры с учетом масштабного фактора, таких как - модуль одноосного сжатия, характеристическая прочность, категории устойчивости, водонасыщенность,

рейтинговые показатели состояния устойчивости и псевдокоэффициент крепости;

- формирование горно-геологической модели, в базу которой занесены все вышеназванные параметры, геометрия наземной и подземной инфраструктуры, цифровая модель местности и пр.;

- решение прямых геомеханических задач с целью формирования моделей НДС в абсолютных значениях напряжений и деформаций (МПа, мм).

Для реализации предлагаемой схемы предлагается выполнить по обнажению горных пород на груди забоя комплекс инженерно-геологических исследований в следующем составе: регламентное инженерно-геологическое описание массива (включая определение RQD), опробование массива по регулярной сети точек с помощью склерометра (молоток Шмидта), ультразвуковые измерения в этих же точках (рис.3.8).

Применение подобного набора методов оценки количественных прочностных и деформационных параметров массива непосредственно на груди забоя обусловлено следующими соображениями:

- результаты измерения $R_{сж}^c$ склерометром относятся к малому объему массива (5-10 см³) и отражают прочностную характеристику вещества сплошной структуры и мало зависят от горного давления на обнажении забоя (свойства в “куске”);

- результаты ультразвуковых исследований (V_p , V_s и $R_{сж}^d$ как функция V_p и V_s) характеризуют объем массива со стороны обнажения в объеме около 300 см³, в котором частично захватывается реальная дискретная структура;

- степень различия оценок прочностных параметров по показаниям склерометра и ультразвуковых измерений позволяет скорректировать показания различных динамических оценок от свойств в “куске” к свойствам массива (на обнажении груди забоя - в разгруженном напряженном состоянии).

Таким образом, на груди забоя мы получаем параметры RQD, $R_{сж}^c$, V_p , V_s , $R_{сж}^d$, что представляет возможность определить начальные значения RMR^0 и Q^0 -индекс (при малом значении фактора напряжения).



Рис.3.8. Ультразвуковые измерения на обнажении забоя тоннеля

С этого же забоя осуществляется регистрация поля сигналов отраженных волн системой МИКОН-ГЕО. По данным регистрации прямых P- и S-волн от источника до каждого геофона определяем $R_{сж}^d$, но уже на сейсмических частотах и на “большой” базе по груди забоя (6-8 метров). Соответственно, это дает возможность сравнить динамические значения $R_{сж}^d$ в высокочастотном (ультразвуковом) и низкочастотном (сейсмическом) представлениях. Определяем новые значения RMR_c^0 и Q_c^0 -индекс с поправкой на сейсмические оценки свойств массива в объеме, соизмеримом с размерами груди забоя (около 100 м^3), т.к. определение V_p и V_s (соответственно и $R_{сж}^d$) по первым вступлениям прямых волн на забое соответствует захвату массива на глубину около 4-5 метров от груди забоя.

Параметры, названные выше, позволяют определить критерии устойчивости массива на обнажении забоя по всем трем, рассмотренным в

разделе 2, рейтинговым системам (RMR, Q и Булычева Н.С.) и, следовательно, принять решение о соответствии той или иной системы фактической устойчивости массива на груди забоя. Это значение критерия обозначим идентификатором Q_m и принимаем за текущее состояние массива и далее выполняем прогноз критерия устойчивости по контролируемому сейсмолокацией направлению и расстоянию от забоя как поправку к текущему Q_m .

Такой подход оправдан и целесообразен в непрерывно изменяющихся горно-геологических условиях в процессе проходки: изменение глубины тоннеля (изменение напряженного состояния), смена инженерно-геологической обстановки, пересечение тектонических или геодинамических элементов и т.п.

Весь процесс опережающего прогноза критериев устойчивости массива по атрибутам сигналов отраженных волн далее осуществляется по следующей схеме:

- все коррелируемые в конусе сейсмолокационного обзора сигналы отраженных волн (рис.3.5) принимаются за дезинтеграционные элементы массива (зоны ослабления), которым присваивается категория риска R_s по установленной для данных условий шкале;

- интервалы того или иного куба сейсмических атрибутов между дезинтеграционными элементами заполняются интерполированными значениями выбранного атрибута (относительная оценка градиента давления, оценки упругих модулей или значения комплексного атрибута);

- значения интервального атрибута переводятся в добавочные значения того или иного знака относительно критерия устойчивости Q_m для данного забоя;

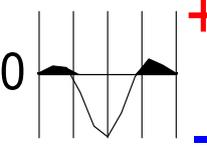
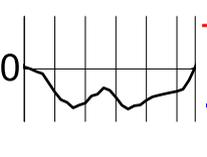
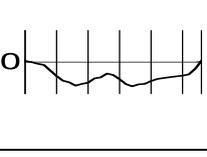
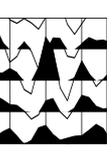
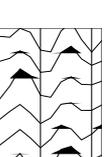
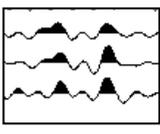
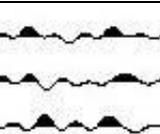
- формируется итоговый куб сейсмолокационного обзора в критериях утвержденной для данных условий рейтинговой системы.

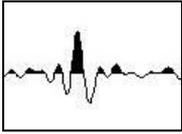
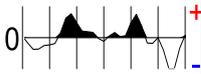
Категория риска R_s для сейсмических отражателей (зон дезинтеграции) устанавливается в соответствии с таблицей № 3.1. Такая таблица уточняется и

корректируется по значимости уровня риска в процессе проходческих работ в конкретных инженерно-геологических условиях.

Таблица 3.1

Характеристики элементов дезинтеграции массива горных пород в динамических атрибутах сигналов отраженных волн

Тип дезинтеграционного элемента	Геологическая характеристика и категория риска R_s	Ширина зоны (ед. длины волны λ)	Сейсмический сигнал отраженных волн	Динамические сейсмические атрибуты			
				A_m	F_m	G_s	S_s/S_h
Элементарная плоскость разрыва сплошности	Трещина $R_s = 1$	$h \ll 0.3\lambda$		$A_m \ll A_0$ $r \ll -1$	$F_m \sim F_0$	$G_s < G_m$	$S_s/S_h \ll 1$
Дизъюнктивная зона	Зона разлома (дробления) сухая $R_s = 2$	$h \geq 0.3\lambda$		$A_m \sim A_0$ $r \leq -1$	$F_m < F_0$	$G_s > G_m$	$S_s/S_h > 1$
	Зона разлома (дробления) водонасыщенная $R_s = 3$	$h \geq 0.3\lambda$		$A_m \sim A_0$ $r < -1$	$F_m < F_0$	$G_s < G_m$	$S_s/S_h > 1$
Пликативная зона	Контакт геодинамических блоков (зона ослабления) Сухой $R_s = 2$	$h \geq 0.3 \lambda$		$A_m > A_0$ $r \leq -1$	$F_m > F_0$	$G_s > G_m$	$S_s/S_h < 1$
	Контакт геодинамических блоков (зона ослабления) водонасыщенный $R_s = 3$	$h \geq 0.3 \lambda$		$A_m < A_0$ $r < -1$	$F_m > F_0$	$G_s \sim G_m$	$S_s/S_h \sim 1$
Полость	Карстовая полость пустая $R_s = 3$	$h \geq 0.3 \lambda$		$A_m > A_0$ $r \leq -1$	$F_m \sim F_0$	$G_s > G_m$	$S_s/S_h \gg 1$
	Карстовая полость заполненная $R_s = 4$	$h \geq 0.3 \lambda$		$A_m \sim A_0$ $r < -1$	$F_m \sim F_0$	$G_s > G_m$	$S_s/S_h > 1$

Граница	Граница слоев жесткая $R_s = 1$	–		$A_m < A_0$ $r \ll \pm 1$	$F_m \sim F_0$	$G_s < G_m$	$S_s/S_h \sim 1$
Тонкий пласт	Литологическая неоднородность с жесткими плоскими границами $R_s = 1$	$h \sim 0.3 \lambda$		$A_m \sim A_0$ $r \ll \pm 1$	$F_m \sim F_0$	$G_s < G_m$	$S_s/S_h > 1$

* *Примечание:*

A_m, F_m – мгновенные амплитуда и частота,

A_0, F_0 – средние значения мгновенных амплитуд и частот;

r – коэффициент отражения;

G_s – нормированная относительная оценка градиента давления как функция A_m, F_m ;

S_s/S_h – отношение энергий сигнала отраженной волны в низкочастотной полосе спектра к высокочастотной.

В приведенной выше таблице всем типам сейсмических отражателей присвоена категория риска R_s – от умеренного (1) до существенно опасного (4). Другими словами, во всех случаях, наличие сигнала отраженной волны связано с объектом риска развития опасного явления (зона ослабления массива). Это обстоятельство является основным и физически обоснованным принципом дистанционной диагностики структуры сплошности массива горных пород.

Если для данных инженерно-геологических условий проектом утверждена таблица категорий устойчивости Булычева Н.С. (таблица 2.4, раздел 2), то для оценки критериев устойчивости массива горных пород по данным сейсмолокационного обзора предлагается применять таблицу 3.2. В данной таблице установлено соответствие категорий устойчивости массива значениям характеристической прочности S , которая в свою очередь соответствует сейсмическим атрибутам. Кроме того, в таблице установлено соответствие рейтинга RMR (см. таблицу 2.1, раздел 2) тем же сейсмическим атрибутам, что может служить дополнительным критерием к оценке категории устойчивости массива.

Оценка критериев устойчивости массива
по рейтинговому принципу на основе сейсмических атрибутов

Характеристическая прочность грунта "в массиве" S , МПа	Устойчивость массива		$R_{сж}$, МПа	RMR, баллы	Сейсмические параметры					
	Категория	Характеристика			G_{sn}	V_p , м/с	V_s , м/с	V_s/V_p	ν	E , ГПа
>9	I	Вполне устойчивый	>250	81-100	0-10	3500 - 5000	2100 - 2800	0,56 - 0,6	0,22 - 0,27	30-56
9—1,5	II	Устойчивый	100 - 250	61 - 80	11 - 20	2100 - 3700	1200 - 2300	0,57 - 0,62	0,19 - 0,26	10-35
1,5—0,35	III	Средней устойчивости	50 - 100	41 - 60	21 - 30	1200 - 1300	500 - 600	0,42 - 0,46	0,36 - 0,39	2-2,8
0,35—0,05	IV	Слабоустойчивый	5-50	21-40	31-40	600 - 950	250 - 310	0,33 - 0,42	0,39 - 0,44	0,49 - 0,48
<0,05	V	Неустойчивый	<5	<20	>40	200 - 300	100 - 130	0,43 - 0,5	0,33 - 0,38	0,075 - 0,13

По существу, таблицы 3.1 и 3.2 являются шаблоном для интерпретации данных метода сейсмической локации, значения сейсмических параметров в которых необходимо корректировать в реальных инженерно-геологических условиях и технологиях строительства тоннелей. Принцип коррекции заключается в приведение категорий и нормирования диапазонов изменчивости численных значений сейсмических атрибутов к фактическим оценкам состояния устойчивости массива в моменты вскрытия забоем тоннеля опасных объектов.

На рис. 3.9 показан пример утвержденного формата регламента дистанционной оценки категорий устойчивости массива и уровней риска развития опасного явления по данным сейсмолокационного обзора (г. Сочи, 2010-2013 г.г.). Прогноз осуществлялся в данных условиях один раз в неделю по факту проходки тоннеля порядка 15-20 метров, что при дистанции сейсмического изучения массива в 60 метров означает перекрытия зоны прогноза на 1/3 интервала проходки. Такое перекрытие позволяет своевременно зафиксировать факт развития динамики опасного объекта (на рис.3.8. этот объект показан как зона прогноза высокого водопритока). Соответственно, на фрагменте "е" этот объект автоматически получил высшую категорию опасности по таблице Булычева – V. По данному прогнозу проведено

опережающее горизонтальное бурение скважины с груди забоя с расстояния 15 метров от прогнозного положения объекта риска и проведена откачка большого объема воды.

Полная схема интерпретации результатов сейсмолокации приведена на рис.3.10. На вход этой схемы поступают:

- куб сейсмических сигналов отраженных волн в истинных амплитудах;
- куб оценок относительных значений градиента горного давления;
- кубы упругих модулей (модуль Юнга – E , коэффициент Пуассона – ν).

Далее, процесс интерпретации выполняется по схеме:

- куб сейсмических сигналов отраженных волн трансформируется в куб зон ослабления массива (сейсмические отражатели), которые могут принимать уровень категории риска проявления опасного явления в соответствии с таблицей 3.1 (от 1 до 4);

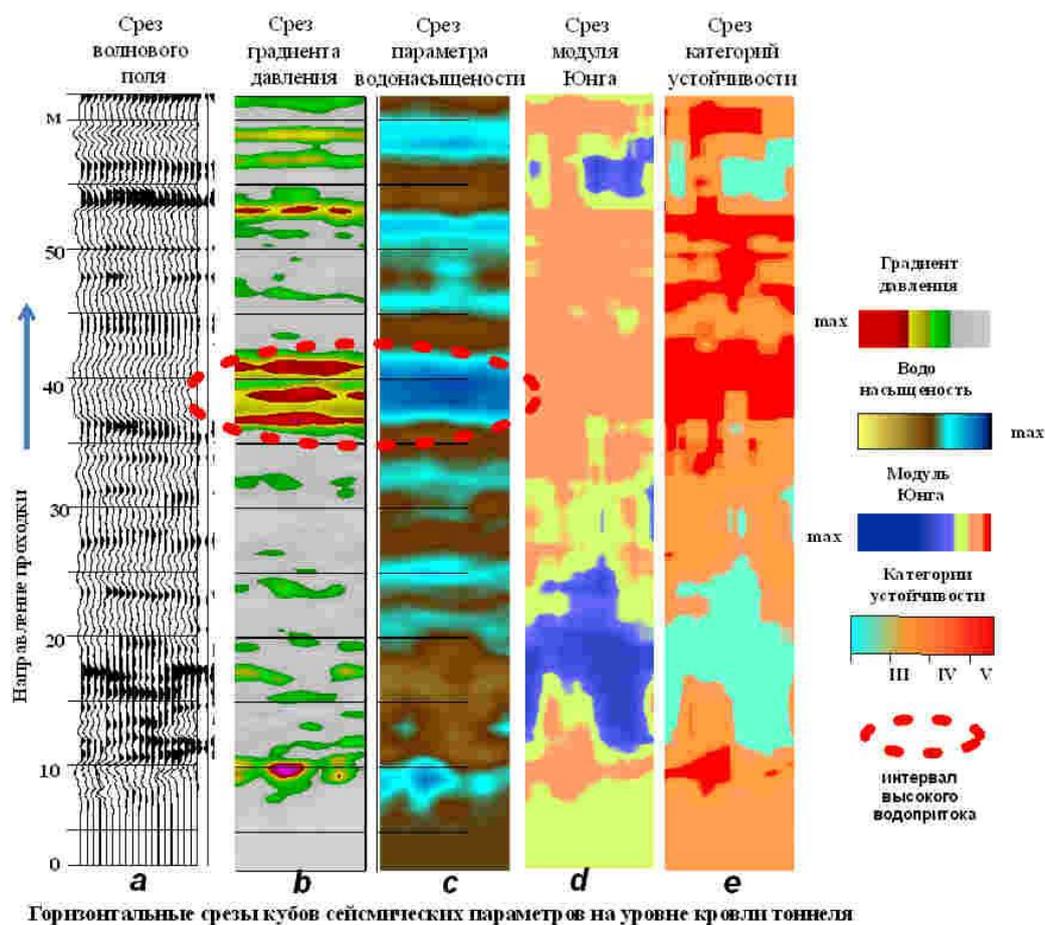


Рис. 3.9. Формат регламентного прогноза состояния устойчивости массива горных пород (г. Сочи, 2010-2013 г.г.).

- куб относительных значений градиента давления переводится в категории устойчивости массива в соответствии с таблицей 3.2 по одной из выбранных рейтинговых систем с учетом инженерно-геологических параметров, установленных по обнажению массива горных пород на груди забоя тоннеля ($R_{сж}$, RQD, $k_1 \dots k_n$);

- кубы значений упругих модулей загружаются в базу данных горно-геологической модели (Micromine, Micromine Pty Ltd, Австралия) и далее в пакет прочностного анализа (Plaxis, Plaxis BV, Нидерланды), по результатам применения которого уточняется геомеханическая модель ПТС-ТОННЕЛЬ на текущий момент проходки тоннеля.

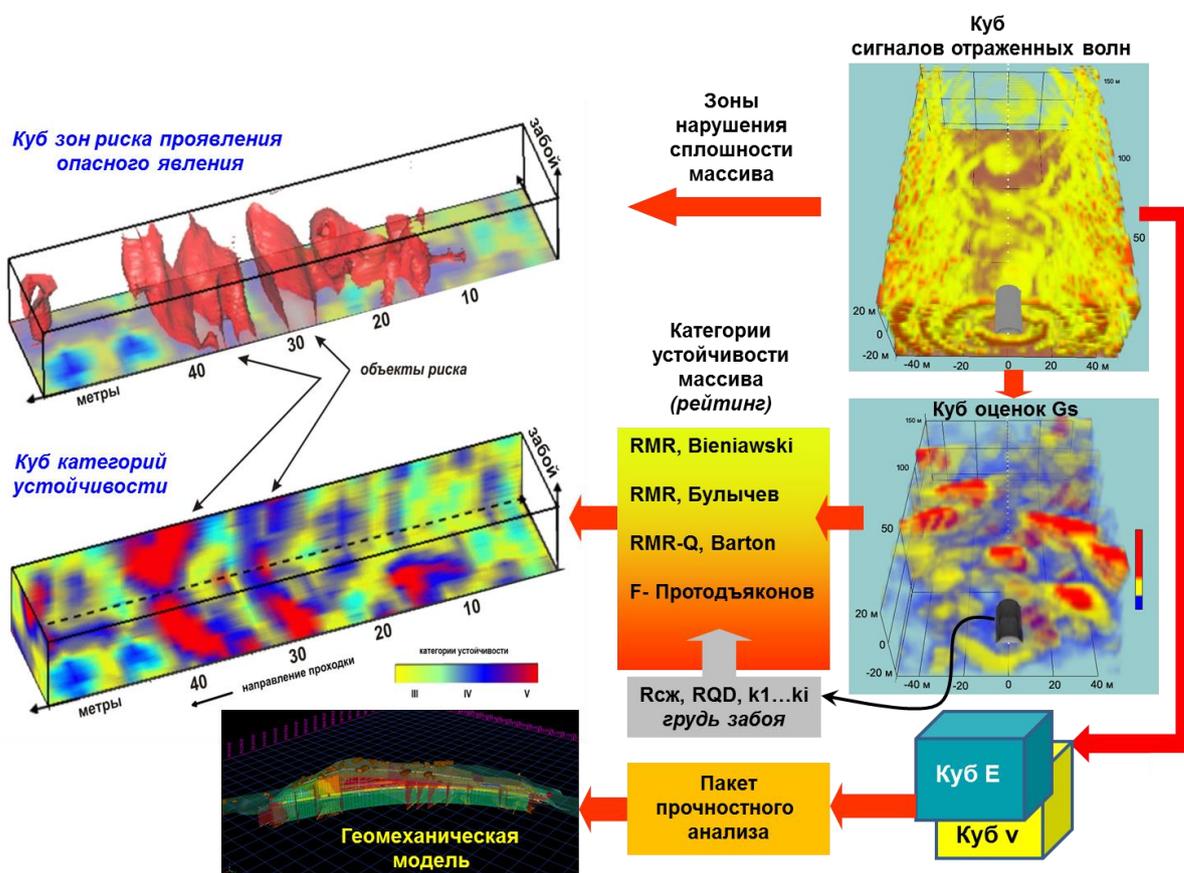


Рис. 3.10. Общая схема прогноза категорий устойчивости массива горных пород в оперативном режиме сейсмического мониторинга проходческих работ в тоннеле.

Как показал опыт обсуждаемой здесь методики и регламента прогноза в процессе горнотехнического мониторинга строительства 8-ми автодорожных тоннелей в г. Сочи (более 16 км проходки, т.е - около 1000 сейсмических локаций) уровень достоверности метода в полной мере удовлетворяет требованиям Управления строительства тоннелей (Таблица 3.3).

Таблица 3.3.

Оценка эффективности методики 3D-3C-сейсмолокации
(по данным экспертизы Управления строительства ООО
«СочиТрансТоннельПроект ТО-44», 2013 г.)

<i>Задача</i>	<i>Показатель эффективности (%)</i>
Оценка гидрогеологических условий	80%
Оценка инженерно-геологических условий	85%
Подтверждение наличия объектов (свойств пород, слагающих массив горных пород), вызывающих значимое изменение параметров сейсмического сигнала.	>80%
Корректность оценки степени риска для проходки (обусловлена качеством полученных материалов, соответствием принятой модели строения реальному разрезу и человеческим фактором)	>60%
По допущенным неточностям и ошибкам в определении степени риска для проходки выделяется:	
Оценка риска выполнена несвоевременно.	15%
Оценка риска занижена	5%
Оценка риска завышена	20%

Выводы по главе 3.

Анализ основных элементов метода сейсмической локации массива горных пород из забоя тоннеля и схемы включения сейсмических атрибутов в рейтинговые системы оценки критериев устойчивости массива позволяет сделать ряд следующих основных выводов:

1. Принципиальные основы и реализация метода сейсмической локации обеспечивают в необходимой мере выявление значимых зон ослабления массива горных пород на безопасной дистанции от груди забоя тоннеля. При этом устанавливается оценка уровня риска проявления опасного

влияния на состояние устойчивости забоя выработки каждой из выявленных зон.

2. Обеспечение достоверности дистанционного определения категории устойчивости пород по параметрам поля сейсмических сигналов отраженных волн достигается на основе последовательного учета изменения структуры и свойств массива горных пород по инструментальным оценкам критериев устойчивости породного обнажения массива горных пород на груди забоя тоннеля в совмещенном режиме применения сейсмического и инженерно-геологических методов.
3. Уровень объективности прогноза развития опасных инженерно-геологических процессов и явлений обеспечивается независимым применением признанных регламентом подземного строительства рейтинговых систем при совместном учете прогнозных дистанционных оценок структуры и параметров напряженного состояния массива горных пород методом 3D-3C-сейсмолокации и численных технологий горно-геологического сопровождения процессов проходки тоннелей.

ГЛАВА 4. РЕЗУЛЬТАТЫ ПРИМЕНЕНИЯ СЕЙСМИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА СОСТОЯНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД В ПРОЦЕССАХ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Обсуждаемый подход и практическая схема технологии сейсмического мониторинга в процессах строительства и эксплуатации транспортных тоннелей применен в период подготовки к “Олимпиаде-2014” (2010-2013 г.г.) на строительстве 9-ти автодорожных тоннелей в районах г. Большой Сочи и в настоящее время в процессах строительства 2-ой очереди Северо-Байкальского железнодорожного тоннеля (БАМ). В более сложном технологическом варианте эта же схема применяется в проходческих работах на угольных шахтах Воркутинского и Кузнецкого бассейнов.

В настоящем разделе рассматриваются результаты применения метода сейсмолокации в варианте исследования состояния массива горных пород в интервале существенных деформаций тоннеля №6 (г. Сочи) после его 10-ти летней эксплуатации и в процессах горного мониторинга строительства 2-ой очереди Северо-Байкальского железнодорожного тоннеля.

В заключении анализируются результаты сопоставления методических, технических и программных средств обсуждаемой технологии сейсмолокации с близкими зарубежными аналогами в совмещенном режиме исследования структуры и свойств массива горных пород в автодорожных тоннелях Китайской народной республики.

4.1. Инженерно-геологические процессы и оценка устойчивости массива горных пород в интервале аварийного состояния транспортного тоннеля №6 в г.Сочи

Строительство тоннеля №6 на автомобильной дороге Джубга-Сочи (на участке обхода г. Сочи) в 2006 г. осуществлено в условиях высокой сейсмической интенсивности территории с очевидными элементами активных

неотектонических процессов в зоне Воронцовского надвига. В интервале ПК 134-194 (глубина интервала около 200 метров от дневной поверхности), практически, сразу после завершения строительства начались деформационные процессы, амплитуда которых перевела ствол тоннеля в негабаритное состояние (рис.4.1).

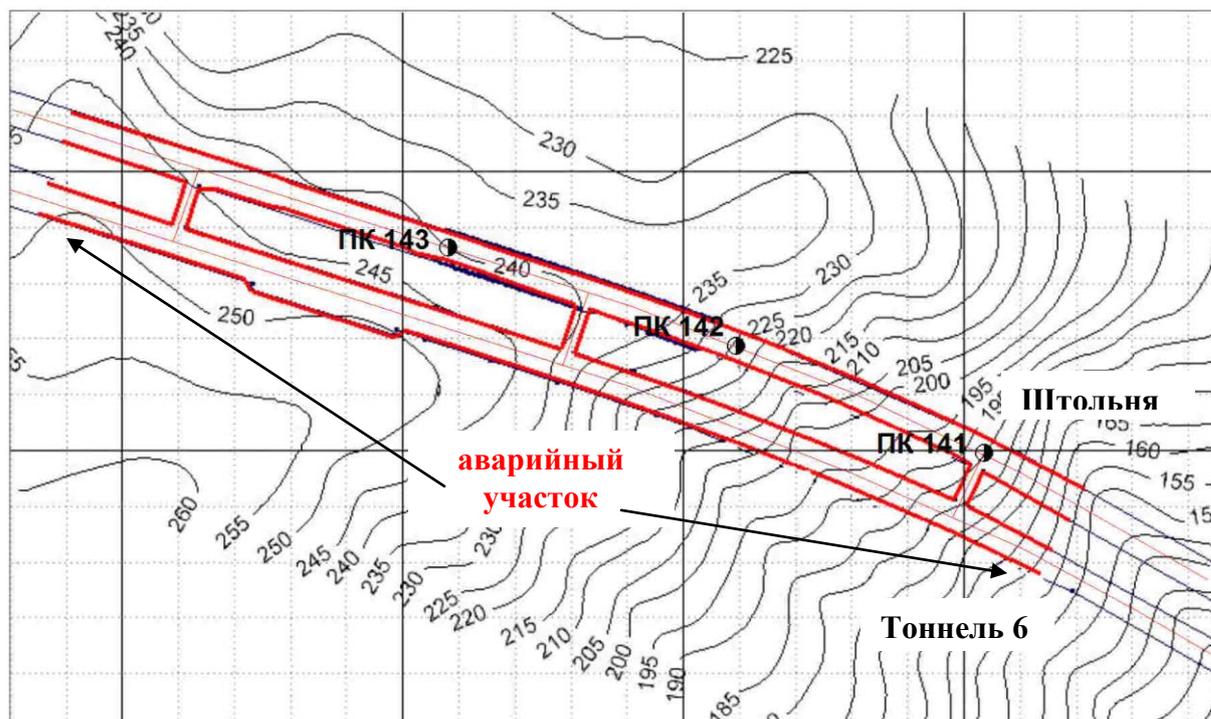


Рис. 4.1. Исследуемый интервал аварийного участка с изолиниями дневного рельефа.

Тоннель №6 сооружен в теле горной гряды, разграничивающей бассейны р.Сочи на юге и р.Мамайки на севере. Горная гряда сложена с юга на север комплексами пород сочинской свиты олигоцена, мамынской свиты эоцена и головинской свиты палеоцена. Контакты между всеми выделенными комплексами пород тектонические. Комплекс пород сочинской свиты в практически ненарушенном залегании распространён от южного портала тоннеля до ПК 139+88. До ПК 139+12 массив сложен аргиллитами с пластами песчаников, имеющими устойчивое моноклиальное падение в восточных румбах. Ближе к концу интервала в массиве отмечаются прожилки кальцита,

породы приобретают залегание, соответствующее залеганию Воронцовского надвига, более пологое.

Воронцовский надвиг по данным инженерно-геологических изысканий [67] пересекает тоннель между ПК 139+90 – ПК 146+10 (ориентировочно). Вмещающие породы в зоне надвига смяты в мелкие ассиметричные складки волочения, участками раздроблены от крупных блоков до мелких глыб и щебня, частично перемяты до состояния твёрдых глин, заполняющих пространства между элементами сохранившихся блоков. Глины и блоки рассечены кальцитовыми прожилками. По зоне Воронцовского надвига циркулируют подземные воды трещинного типа, в различной степени минерализованные.

На всем интервале вмещающие тоннель грунты формировались под влиянием зоны тектонического нарушения (Воронцовского надвига), что повлияло на их физико-механические свойства. Здесь отмечены деформации в виде запрокинутых складок волочения и зон дробления. Грунты малопрочные, сильно трещиноватые до раздробленных, совершенно неустойчивые (ИГЭ 2 - отложения сочинской свиты в тектонических зонах, см. таблицу 4.1.).

Таблица 4.1.

Нормативные и расчетные характеристики физико-механических свойств грунтов [67]

№ ИГЭ	Разновидность	Влажность естественная, %	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность грунта природная, г/см ³	Плотность сухого грунта, г/см ³	Пористость, %	Коэффициент пористости	Предел прочности на одноосное сжатие, МПа			Коэффициент размягчаемости
								при естественной влажности	в водонасыщенном состоянии	в воздушно-сухом состоянии	
		W	ρ_s	ρ_n	ρ_d	n	e	R	R_s	R_v	R_{soft}
ИГЭ-2	Щебенистый грунт	8,6	2,65	2,12	1,95	26,00	0,37	-	-	-	-
ИГЭ-3	Аргиллит низкой прочности	5,9	-	2,44	2,31	17,00	0,17	13,00	3,00	19,22	0,14

ИГЭ-4	Аргиллит малой прочности	5,8	2,70	2,44	2,31	15,00	0,16	12,00	7,00	21,13	0,33
ИГЭ-5	Песчаник средней прочности	3,8	2,71	2,50	2,41	12,00	0,13	45,00	36,00	67,11	0,54

Отметим наиболее принципиальные элементы литологического и тектонического строения в рассматриваемом интервале:

- весь изучаемый интервал тоннеля (ПК 141-144) расположен в массиве тектонической брекчии преимущественно аргиллитового состава;
- в интервале ПК 143-144 фиксируются плоскость сместителя Воронцовского надвига и оперяющие его взбросы;
- несколько разломных элементов мамыской свиты.

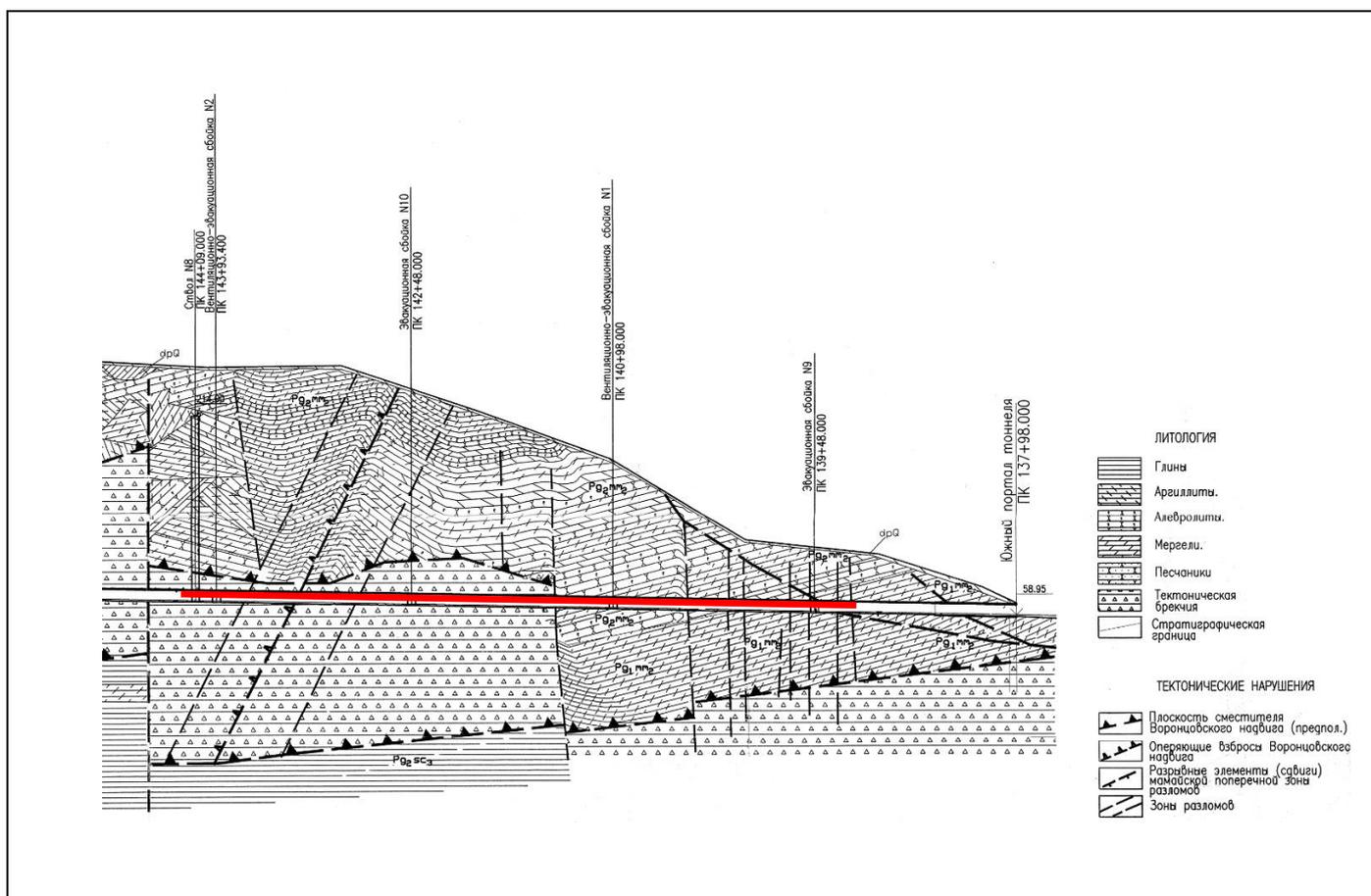


Рис.4.2. Фрагмент инженерно-геологического разреза в пределах аварийного интервала (аварийный интервал показан красным цветом)

Термин “тектоническая брекчия” порожден, по-видимому, чрезвычайно сложной структурой осадочных отложений в зоне Воронцовского надвига, типичные примеры которых показаны на рис.4.3 и 4.4. На приведенных фотографиях обнажения груди забоя в рассматриваемом интервале тоннеля на момент проходческих работ зафиксирована сложнодислоцированная толща аргиллитовых отложений. Безусловно, такая ситуация ожидаема в зоне Воронцовского надвига и является плохо прогнозируемой по реальным значениям физико-механических свойств, диапазон изменчивости которых может находиться в самых широких пределах и, в том числе, достигать катастрофически низкого уровня при дополнительных водопритоках, вызванных процессами строительства и последующей эволюции гидросферы в период эксплуатации тоннеля. В процессе проходки в этом интервале тоннеля отмечены интенсивные выходы метана и водопритоки различной интенсивности.

Сложные условия проходки определили и проблемы устойчивости тоннеля в процессах чистовой отделки. В рассматриваемом интервале сразу после завершения работ отмечено развитие значительных деформаций обратного свода тоннеля, продолжающееся и в настоящий момент. Нетрудно предположить, что кроме возможных просчетов проекта и строительства тоннеля имеет место и сложная геодинамическая обстановка в зоне влияния Воронцовского надвига, которая определяет нестационарный режим деформационных процессов в данной ПТС-ТОННЕЛЬ.

Суммируя всю информацию полученную в процессе инженерно-геологических изысканий, необходимо сформулировать несколько следующих выводов:

- зона критических деформаций тоннеля и штольни расположена в аномальной тектонической области, сформированной региональным надвигом;
- анализ цифровой модели рельефа и данные космических геодезических наблюдений международной сети ITRF (включая станцию в п. Зеленчукский) свидетельствуют о значимых и переменных современных



Рис.4.3. Фото обнажения груди забоя тоннеля №6 на ПК 142+89.



Рис.4.4. Фото обнажения груди забоя тоннеля №6 на ПК 142+02.

движениях земной поверхности в поперечном направлении к оси тоннеля (активный геодинамический режим);

- совокупность названных выше тектонических и геодинамических условий способны привести область целика массива между тоннелем и штольной в критическое состояние с опасной потерей прочности;
- дальнейшее понижение прочностных характеристик целика “автоматически” вызовет ускоренное катастрофическое развитие деформационного процесса тоннеля.

В соответствии с этими выводами на 2014 г. была сформирована программа комплексных исследований массива горных пород в пределах аварийного интервала, как с дневной поверхности, так и в технологической штольне с приоритетной целью построения 3D модели НДС массива горных пород, включающего штольню и тоннель.

На первом этапе настоящих исследований выполнены сейсмические работы методом ОГТ на дневной поверхности в поперечном направлении относительно тоннеля и штольни (примерно по центру исследуемого интервала). На рис. 4.5 приведены глубинные разрезы в сигналах отраженных волн и оценках градиента давления. По разрезу относительных оценок градиента давления хорошо видны границы аномального влияния ситуации вокруг тоннеля и штольни на весь массив горных пород в целом. При этом точно фиксируется контрастная зона аномального градиента давления в зоне тоннеля и штольни. Аномальные оценки градиента давления по краям данного разреза связаны с потерей кратности системы наблюдений (техническая погрешность).

Анализ этой ситуации свидетельствует о необратимых деформационных процессах (структурных и параметрических) геологической среды произошедших в конусе зоны влияния тоннельной инфраструктуры, расположенной в этом сечении на глубине 150 метров.

Система сейсмических наблюдений в тоннеле и штольне ориентирована на регистрацию полного векторного волнового поля в сигналах проходящих и отраженных упругих волн. Длина приемной линии соответствовала интервалу деформированной зоны тоннеля и составила около 300 метров. На каждой расстановке группы ЗС-геофонов по приемной линии в штольне

осуществлялся прием упругих волн из пунктов возбуждения по данной линии приема с шагом 2 метра и из соответствующих им ПВ расположенных в тех же

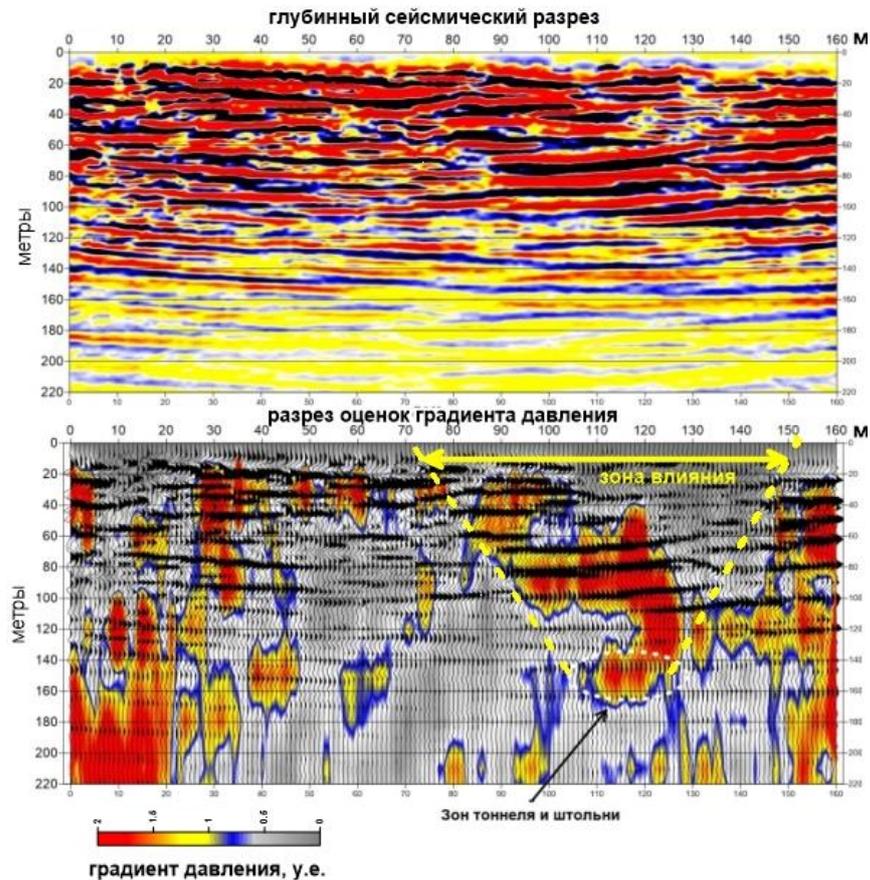


Рис. 4.5. Глубинные сейсмические разрезы в сигналах отраженных волн (вверху) и оценках градиента давления (внизу)

координатах в стволе тоннеля на ближней к штольне боковой стенке (фото на рис.4.6). В первом случае регистрировалось прямое волновое поле, во втором – проходящее. В качестве источников упругих волн применялся молоток, кувалда 8 кг и монтажный пистолет с патроном “Д”.

Основной целью в настоящей работе являлась задача разработки 3D модели сейсмогеологических параметров в массиве горных пород в деформированном интервале тоннеля, начиная от дневной поверхности с захватом пространства вокруг тоннеля и штольни на несколько десятков метров. Особое значение имеет целик массива, расположенный между тоннелем и штольней, поскольку именно в нем и ожидается нарушение естественного сложного напряженно-деформированного состояния и аномальные потери состояния устойчивости.

На рис.4.7 приведены скоростные разрезы по продольным и поперечным волнам для целика (массив между тоннелем и штольней) и по полу штольни. Из этого рисунка следует достаточно точный вывод о критическом прочностном состоянии целика и границам аномально “слабых” зон – С1, С2 и С3. Эти же выводы независимым образом подтверждаются по атрибутам сигналов отраженных волн по разрезам, представленных на рис.4.8. На этих разрезах фиксируется ряд дизъюнктивных элементов (F1 и F2), положение которых соответствуют ранее выполненным геологическим построениям плоскостей сместителей в зоне Воронцовского надвига.

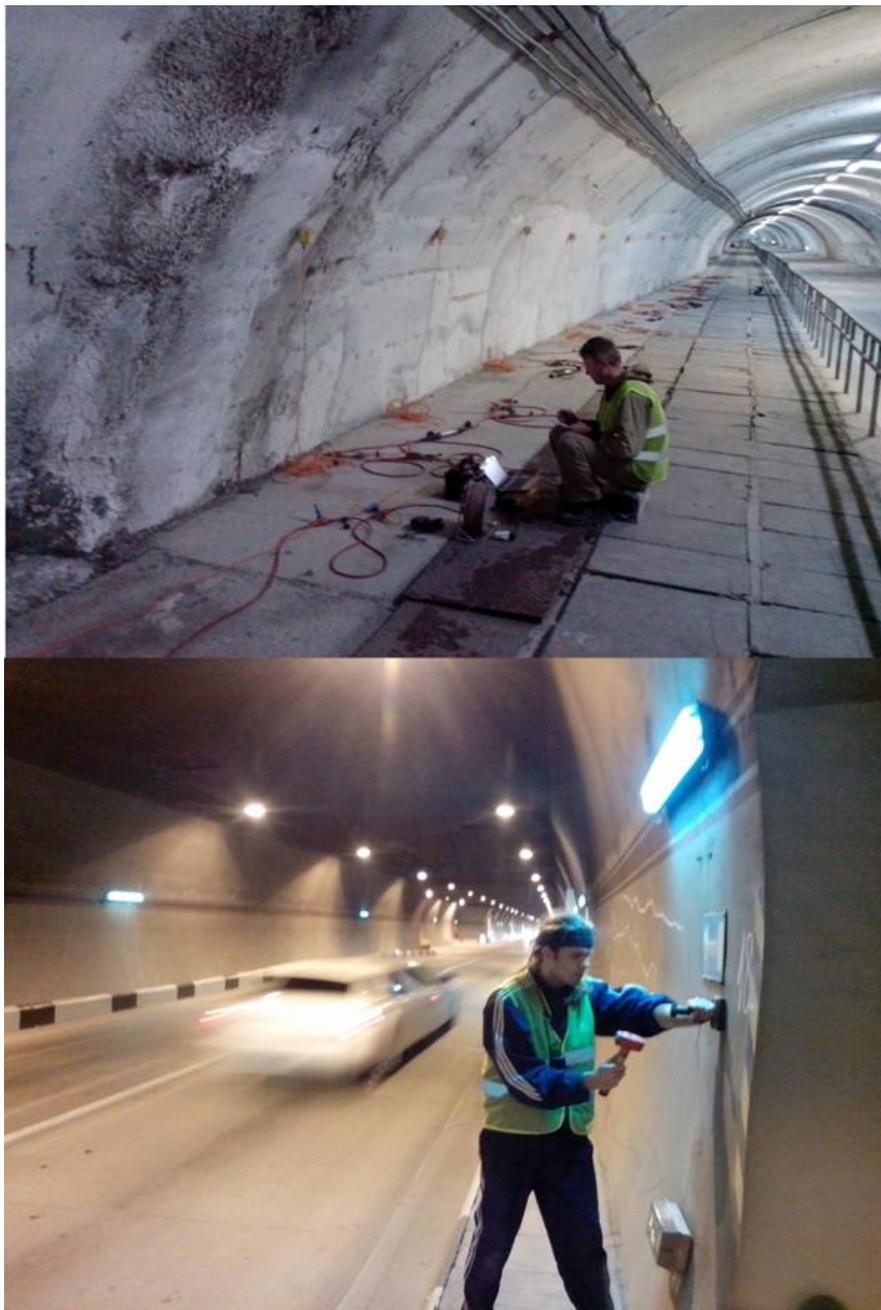


Рис.4.6. Система линейных сейсмических наблюдений в штольне (вверху) и процесс возбуждения упругих волн в тоннеле (внизу).

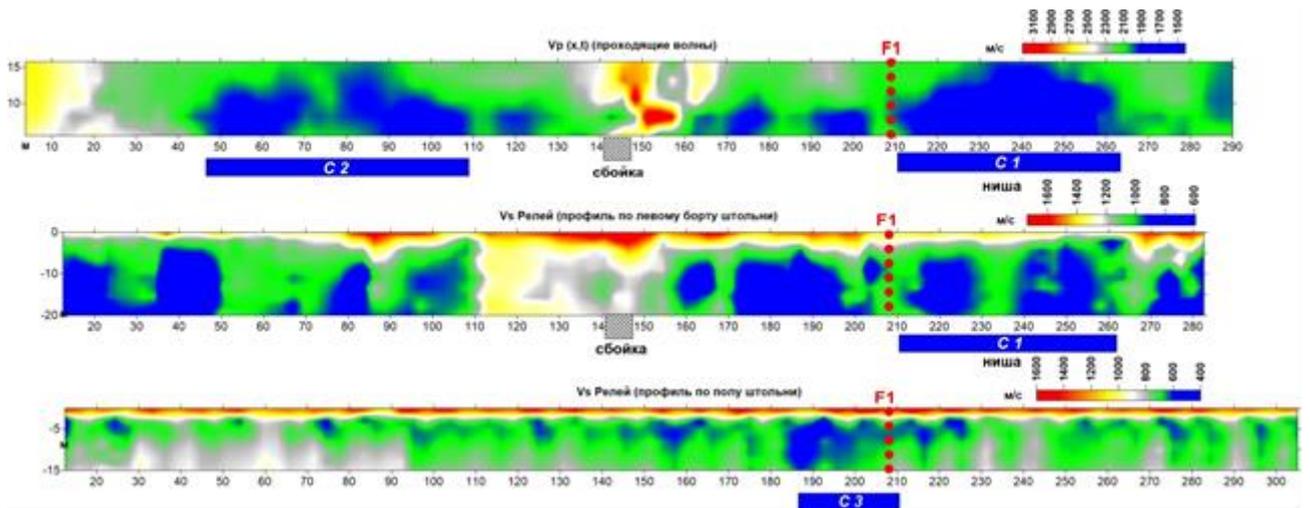


Рис. 4.7. Скорости распространения продольных и поперечных волн (MASW) по линиям наблюдений в тоннеле и штольне.

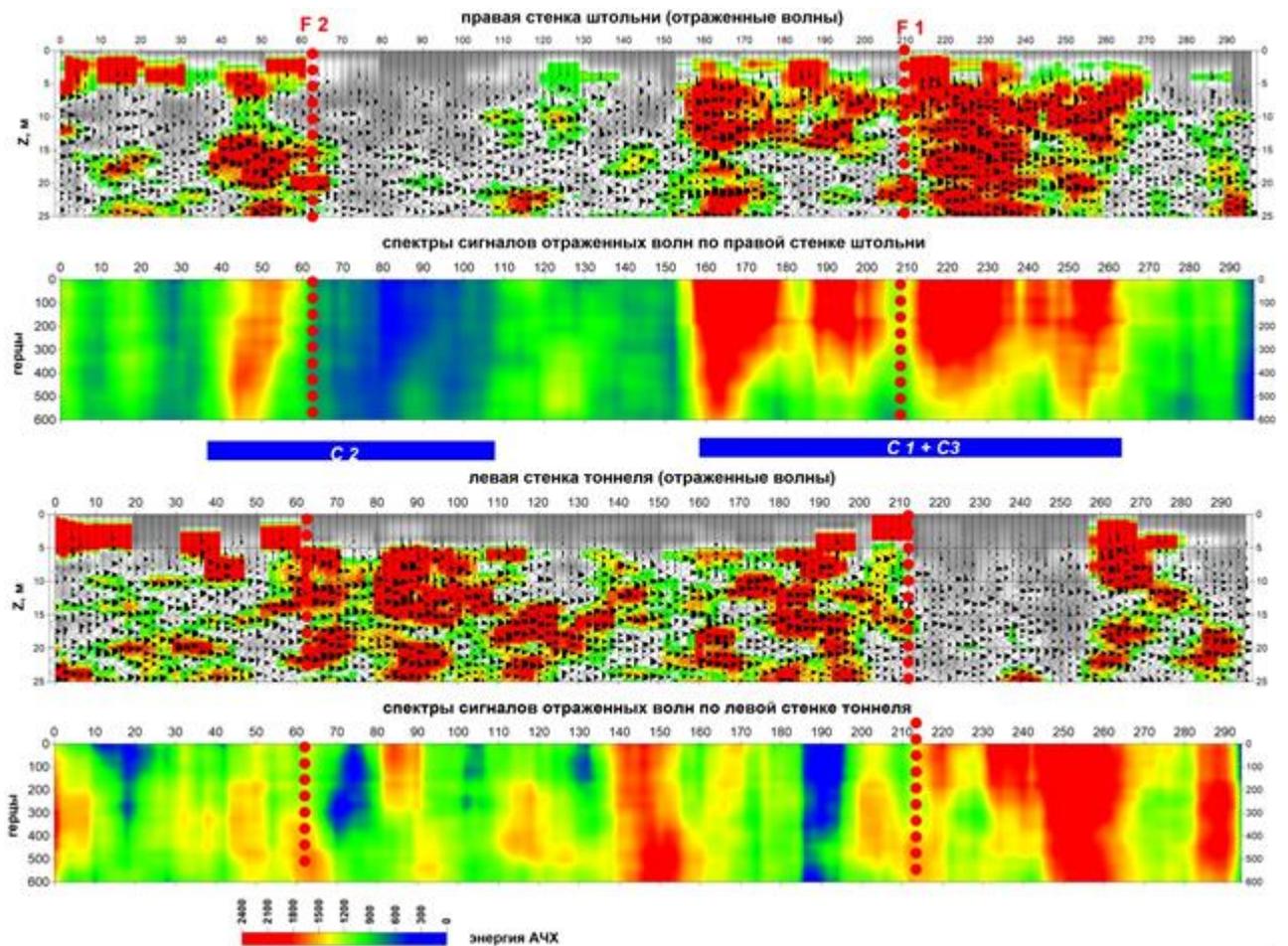


Рис. 4.8. Глубинные разрезы отраженных волн и их спектры по данным сейсмической локации на линиях наблюдений в тоннеле и в штольне.

Полученная параметрическая база данных по значениям скоростей распространения продольных и поперечных волн позволила создать детальную 3D инженерно-геологическую модель по физико-механическому состоянию массива горных пород с геометрией и конструкцией изучаемой подземной инфраструктуры (тоннель, штольня, сбойки, расширения и т.п.).

На рис. 4.9 приведен куб значений коэффициента Пуассона в серии горизонтальных сечений, вид которых точно фиксирует зону массива с критическими прочностными свойствами – зона красного цвета с коэффициентом Пуассона свыше 0.4, что характерно для дисперсных грунтов, а не для скального массива.

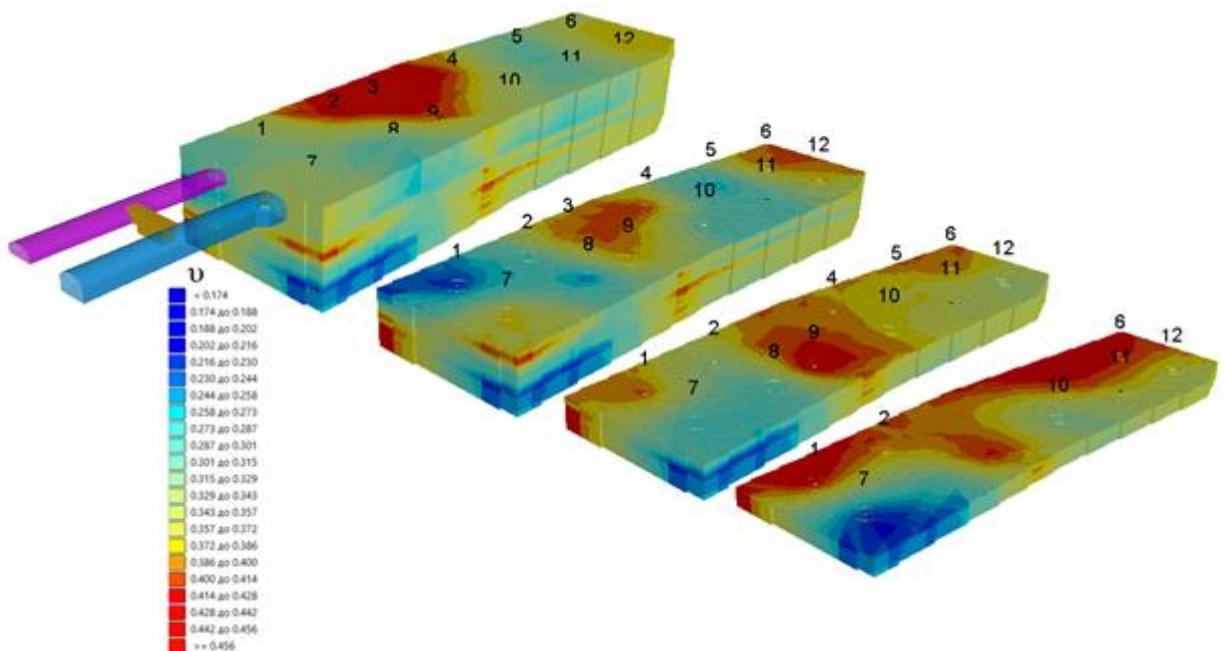


Рис.4.9. Горизонтальные срезы 3D модели коэффициента Пуассона.

3D модели упругих модулей позволили осуществить развернутые процессы анализа геомеханических моделей в технологиях Plaxis и Fidesys. На рис.4.10 приведены несколько сечений в одном из вариантов моделей деформационных процессов, откуда следует, что диапазон деформаций в

рассматриваемом массиве может составить величину от 1 мм до 30 см (именно такая величина полной деформации и зафиксирована в тоннеле на настоящий момент).

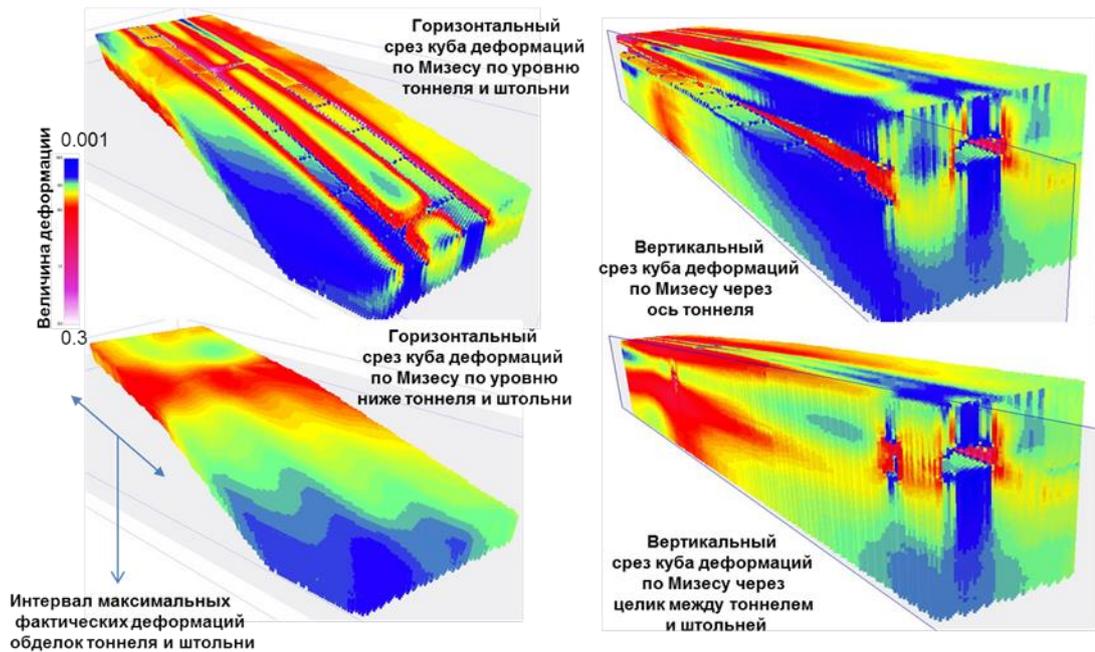


Рис. 4.10. Сечения модели деформационных процессов.

По результатам проведенных исследований разработан проект реконструкции этого интервала тоннеля с сопровождением процессов закрепления аварийного интервала целика массива сейсмическими исследованиями по разработанной схеме наблюдений.

4.2. Обеспечение горного мониторинга в условиях строительства нового Байкальского тоннеля.

Новый Байкальский железнодорожный тоннель (от ПК 10060+89.00 до ПК 10127+05.90) проектировался как однопутный тоннель с двумя дренажными штольнями с западного и восточного порталов. Протяженность тоннеля составит 6682,05м., дренажных штолен - 1500,00м с западного портала и 1747,36 м с восточного портала [68].

Участок расположения Байкальского тоннеля находится в пределах зоны глубинного разлома, которая характеризуется длительной и сложной историей своего развития и неоднородным проявлением процессов магматизма и динамотермального метаморфизма протозейского возраста. Неоднократные движения по разлому привели к формированию мощной и протяженной зоны гнейсо-гранитов, которая имеет северо-восточное падение под углами 20-50°.

Тоннель с запада на восток пересекает магматические породы Ирельского интрузивного комплекса представленные чередованием порфиритов, бластомилонитов, ортогнейсов, гранито-гнейсов, гранито-сиенитов, габбро-диабазов, сиенит диоритов и гранито-гнейсов в зоне зелено-сланцевого диафтореза. На 6% длины тоннеля породы трещиноватые, от средней прочности до прочных. На 94,0% длины тоннеля породы слаботрещиноватые, прочные и очень прочные (таблица 4.2.).

Коэффициент крепости скальных пород по шкале Протоdjяконова колеблется в пределах от 2 до 10, а в зонах тектонических разломов породы разрушены до состояния дресвы и щебня. Скальные породы на центральном участке трассы тоннеля, как правило, слабо трещиноватые. Трещиноватость пород заметно возрастает лишь в пределах отдельных маломощных зон.

Среди экзогенных геологических процессов, развитых на территории Байкальского тоннеля и осложняющих строительство и эксплуатацию сооружений, следует отметить гравитационные и сейсмогравитационные (обвалы, осыпи, лавины), эрозионные (глубинная, боковая эрозия; плоскостной и струйчатый смыв), выветривание горных пород. Из перечисленного, к осложняющим строительство и эксплуатацию тоннеля и штольни можно отнести обвально-осыпные процессы на припортальных участках.

Все геологические процессы генетически взаимосвязаны, они активизируются при инженерно-строительной деятельности - планировании территории, подрезке склонов, вырубке леса и снятии растительного слоя, разрушения систем канав для упорядочения поверхностного стока, замачивания грунтов хозяйственными стоками, при разрывах водопроводной сети и др.

При инженерно-геологической оценке перевального участка (Даванский перевал) Байкальского хребта по геолого-структурно-тектоническим признакам (материалы Северо-Байкальской комплексной партии БГУ и Института земной коры СО АН СССР) массив горных пород оценивался как перенапряженный, в котором могли проявляться геодинамические процессы - шелушение пород в забое и стреляние. Для снижения напряженного состояния первой пройдена горным способом дренажная штольня. В процессе проходки штольни наблюдались многочисленные проявления шелушения пород и редкие стреляния по забою и в кровле. Горных ударов не наблюдалось.

Северобайкальская лаборатория ЦНИИСа в течение 1976-79г.г. провела комплекс натурных исследований на опытных участках в дренажно-разведочной штольне и в первом тоннеле. На всех участках выявлено превышение горизонтальной составляющей природного напряженного поля над вертикальной. Величина превышений незначительна (1,02-1,23 Мпа и только на отдельных участках достигала 1,2-1,4 Мпа). Выполненные расчеты показали, что величина напряжений несопоставима с прочностью вмещающих пород и подтверждает значительный запас его несущей способности. При проходке первого Байкальского тоннеля отмечалось шелушение пород, другие проявления геодинамических процессов (стреляние пород, интенсивное заколообразование) отсутствовали, поскольку избыточные напряжения были сняты при проходке штольни.

Проходка осуществляется сплошным сечением буровзрывным методом. Для установки временной крепи используются буровые агрегаты, оснащенные специальными механизированными крепеустановщиками. Способ проходки сплошным сечением применяется и при пересечении зон тектонических разломов. В этих условиях производилось укрепление пород цементацией или химическими составами или применялся один из специальных способов проходки (замораживание пород, водопонижение и др.). В районе нового Байкальского тоннеля на основании литологии, генезиса и текстурно-

структурных особенностей выделено 8 инженерно-геологических элементов (Таблица 4.1).

В соответствии с Техническим Задаaniem на производство геофизических исследований в составе комплексного горно-экологического мониторинга при строительстве нового Байкальского тоннеля являются следующие цели:

- мониторинг развития негативных техногенных процессов, связанных со строительством тоннеля;
- обследование массива горных пород в направлении строящегося и существующего тоннелей;
- уточнение параметров известных потенциально опасных участков;
- получение базовых характеристик напряженно-деформированного состояния (НДС) массива горных пород и обделки тоннеля в пределах выявленных потенциально-опасных участков. Мониторинг изменений НДС в ходе строительства.

Сейсмические исследования выполнены по линейной системе ЗС приема по правой и левой стенкам технологической штольни на длину 6650 м. Регистрация волнового поля осуществлена системой из 12-ти ЗС геофонов с шагом 5 метров и перекрытием 30 метров (всего принято более пятисот 36-ти канальных сейсмограмм). Возбуждение упругих волн производились ударами 8-ми килограммовой кувалдой.

Обработка сейсмограмм проведена в системе AZON (ООО “Лаборатория геофизических систем”). Результатом обработки явились глубинные сейсмические разрезы в ДФМ-варианте атрибутивного анализа, что означает синтез стандартного глубинного сейсмического изображения в сигналах отраженных волн и цветового растра, соответствующего относительным оценкам градиента давления.

Нормативные показатели физико-механических свойств грунтов по новому Байкальскому тоннелю
[68]

Условия строительства. Наименование комплексов пород	№№ ИГЭ	Коэффициент крепости по Протодьяконову	Плотность ρ , г/см ³	Временное сопротивление сжатию R_e , МПа		Кажущийся угол внутреннего трения	Модуль упругости, МПа		Модуль общей деформации E_0 , МПа	Коэффициент Пуассона, μ	Группа грунтов по ГЭСН 81-02- 29-2001, Сб.29, Кн. 1, табл.1
				в воздушно- сухом состоянии	в водонасы- щенном состоянии		Динамический	Статический			
Ирельский интрузивный комплекс среднего протерозоя. Первая фаза. Гранодиориты катаклазированные											
Благоприятные. Гранодиориты катаклазированные. Слабо трещиноватые до трещиноватых. Устойчивые.	1	8-12	2,67	174,8	147,7	83	51418	24845	13297	0,17	9-10
Вторая фаза. Грано-сиениты											
Благоприятные. Грано-сиениты. Слаботрещиноватые. Устойчивые.	2	6-10	2,64	181,8	141,8	81	45403	21402	11143	0,22	8
Четвертая фаза. Сиенит-диориты											
Благоприятные. Сиенит-диориты. Трещиноватые. Устойчивые.	4	6-8	2,68	103,1	85,6	81	53184	25746	13791	0,24	7
Пятая фаза. Гнейсограниты											
Благоприятные. Гнейсограниты. Слаботрещиноватые. Устойчивые.	5	6-10	2,59	168,4	127,1	81	30951	13766	6748	0,20	8
Чайский комплекс. Диабазы											
Благоприятные. Диабазы. Слабо трещиноватые до трещиноватых. Устойчивые.	6	8-14	2,90	198,7	178,8	83	71815	36488	20568	0,30	9-10
Даванский комплекс. Гнейсограниты											
Благоприятные. Гнейсограниты. Слабо трещиноватые до трещиноватых. Устойчивые.	7	6-12	2,66	164,0	141,8	81	42187	19679	10138	0,20	9-10
Метаморфизованные отложения среднего протерозоя. Кварц-серпичитовые сланцы, биотит-амфиболовые гнейсы											
Благоприятные. Кварц-серпичитовые сланцы, биотит- амфиболовые гнейсы. Трещиноватые. Устойчивые.	8	5-6	2,70	127,9	72,3	79	30951	13766	6748	0,26	6-7
Зоны тектонических нарушений											
Относительно благоприятные. Зоны тектонических нарушений. Средней устойчивости.	9	4	2,63	64,5	51,4	76	27673	12327	6080	0,28	6-7

На рис.4.11 показан фрагмент 3D горно-геологической модели трассы нового тоннеля в виде сейсмического сечения от борта технологической штольни в сторону строящегося сечения.

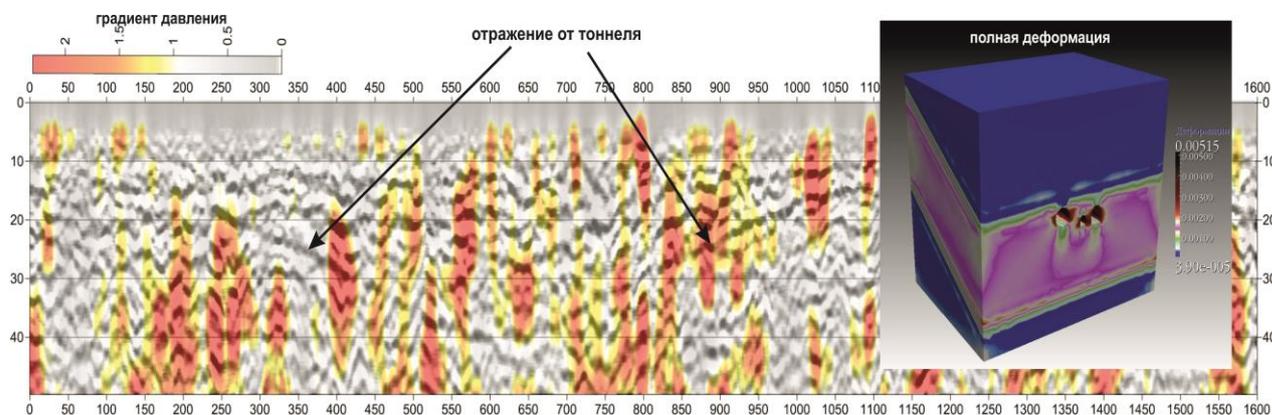


Рис.4.11. Фрагменты сейсмического сечения и компонент НДС трехмерной модели Байкальского тоннеля.

На представленном фрагменте сейсмического сечения отчетливо фиксируется отражающая граница, совпадающая с фактическим положением нового тоннеля в месте его отхода от штольни на 40 метров. Цветной растр на этом сечении соответствует оценке градиента давления, аномальные зоны которого (красный цвет) интерпретируются как зоны ослабления массива горных пород. С учетом динамических упругих модулей (модуль Юнга и коэффициент Пуассона) выполнен расчет компонент НДС (распределение величины полной деформации для одного из фрагментов 3D модели показано на этом рисунке). Расчет свидетельствует о незначительных деформациях в конструкциях подземной инфраструктуры (менее 10 мм).

На рис.4.12 приведено четыре фрагмента сейсмического глубинного разреза в ДФМ-варианте по западной линии штольни (направление на новый ствол тоннеля). Цветовой растр соответствует относительным оценкам градиента горного давления в целике массива на все расстояние от западной стенки штольни до ствола тоннеля 0-3200 метров и далее на фиксированное расстояние в 40 метров вдоль его проектного положения. Поле сигналов отраженных волн достаточно точно представляет структуру сплошности

массива горных пород между штольной и новым тоннелем (трещинная структура), в том числе, фиксируется стенка тоннеля на всю его длину (интервал 0-3200 метров). Далее, естественная структура массива представляется вполне сплошной за исключением двух интервалов: 3500-3850 и 6000-6400 метров. В этих интервалах прогнозируется существенное понижение прочности массива (высокая плотность трещин) с повышенными значениями градиента горного давления (красный цвет растра соответствует зонам разгрузки – пониженным значениям горного давления относительно нормальных значений литостатической нагрузки). На рисунке эти зоны отмечены прямоугольными контурами.

В этих же зонах отмечается и аномальный низкочастотный характер спектральных параметров (рис.4.13), что независимым образом подтверждает трещинную структуру массива горных пород .

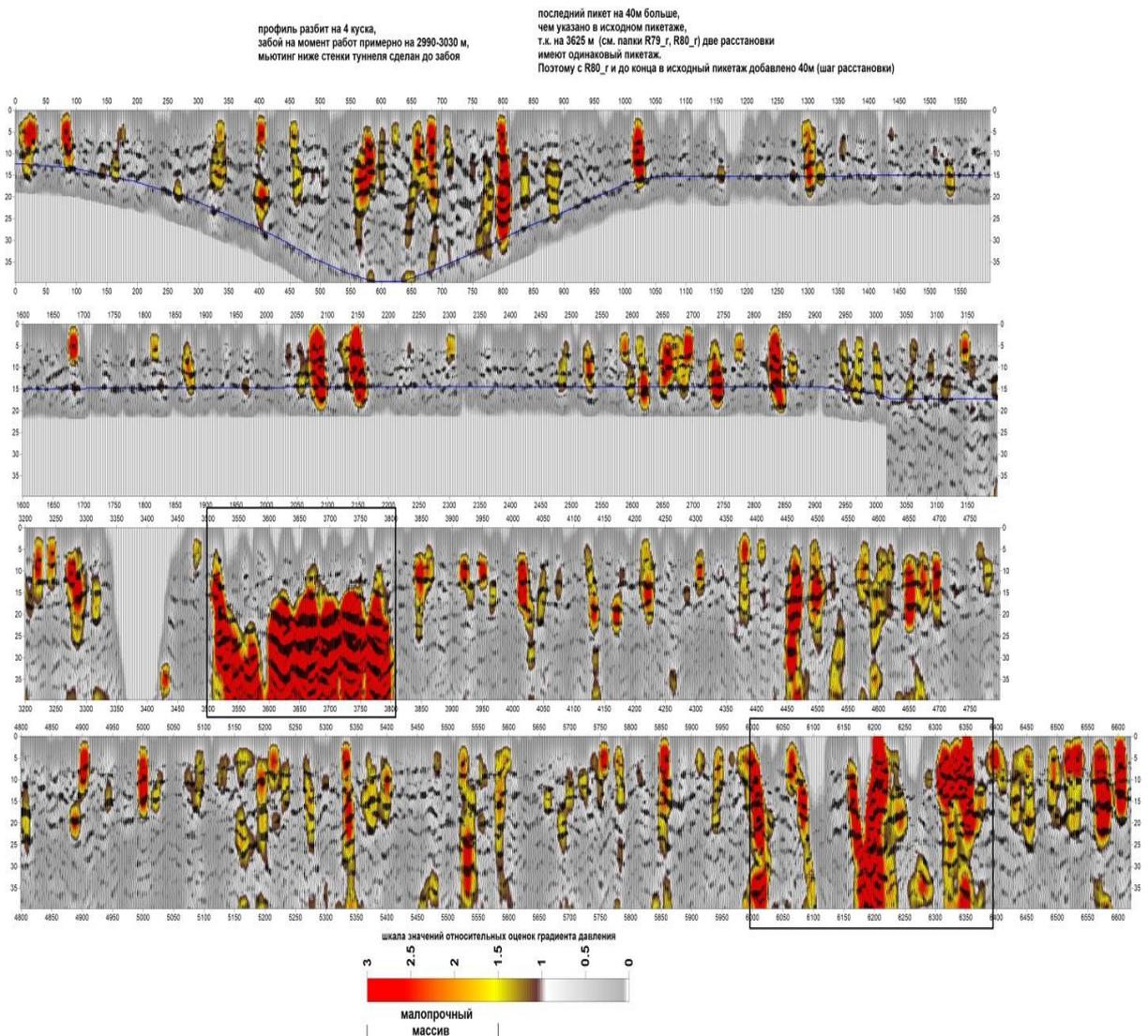


Рис.4.12. Глубинный сейсмический разрез по западной стенке штольни (вид на новый ствол тоннеля)

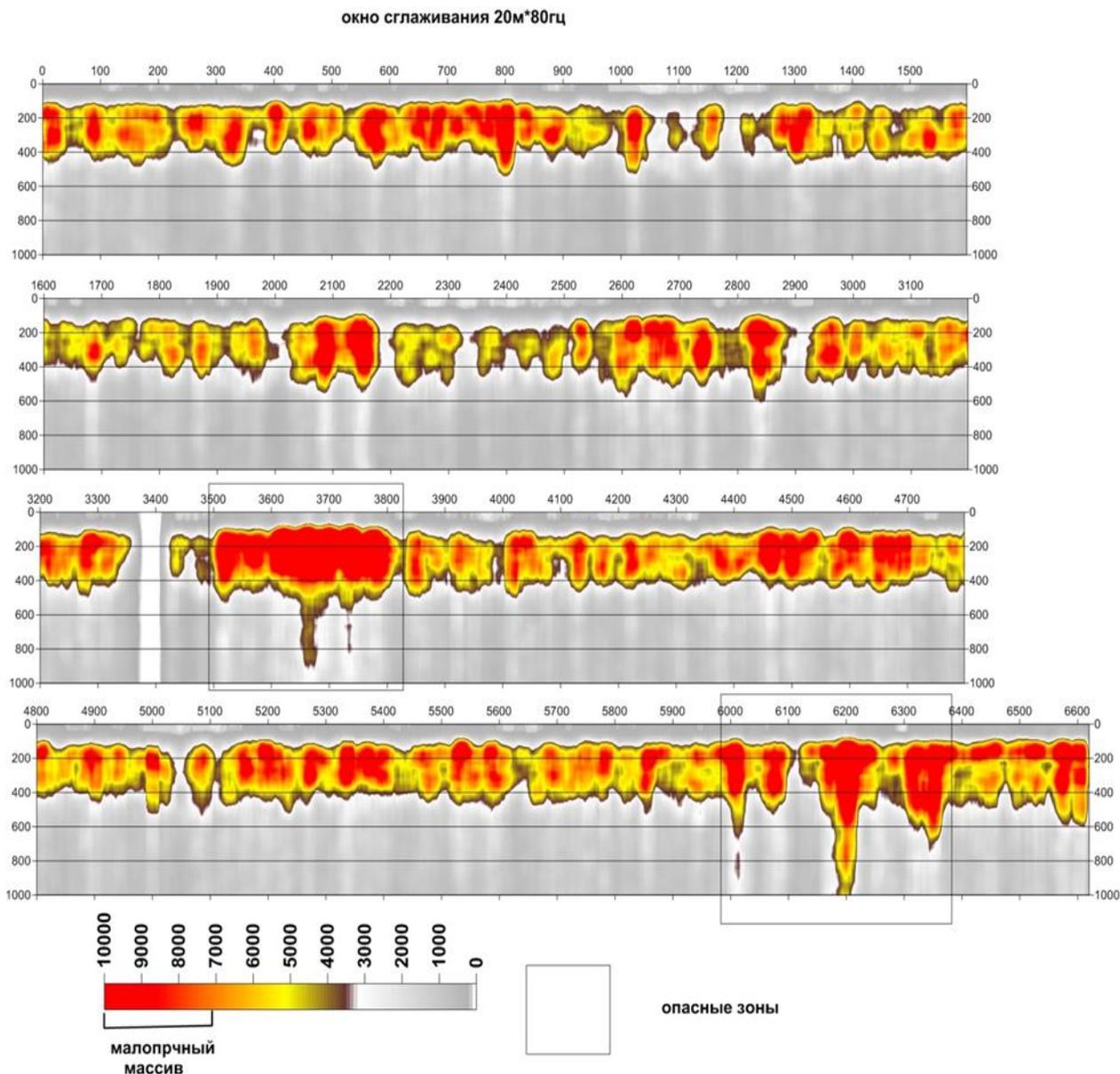


Рис.4.13. Спектральный состав глубинного сейсмического разреза по западной стенке штольни.

В таблице 4.2 приведены упругие характеристики массива горных пород по сейсмическим параметрам (скорости распространения продольных и поперечных волн, упругие модули и относительные оценки градиента давления) для одного из интервалов наблюдений. В соответствии с подходом, изложенным в разделе 3, по сейсмическим атрибутам определены категории пород согласно рейтингу Булычева и таблице Протодьяконова. Здесь же приведены оценки категории устойчивости массива по коэффициенту крепости на основе лабораторных исследований.

**Определение прочностных характеристик грунтов по сейсмическим параметрам
по интервалу ПК 10063.0-10071.0**

N п/п	Интервалы ПК-ПК	V _p , м/сек	V _s , м/сек	E, модуль Юнга, ГПа	Коэф. Пуассона	Нормированная относительная оценка градиента давления, G _s	R _{сж} , МПа	Категория устойчивости по рейтингу Бульчева	Характеристика пород по G _s и коэф. крепости		Характеристика пород по данным лаборатории		Краткое описание пород
									категория	степень крепости	категории	Коэф. крепости f,	
1	10063.0- 10064.5	4900	3000	5,9	0.2	1	145	I	III	крепкие	III	6-8	Тектоническая зона. Катаклазированные гранодиориты трещиноватые- сильнотрещиноватые, устойчивые-средней устойчивости.
2	10064.5- 10065.0	5500	2800	5,7	0.33	1.5	170	II	IV	средне- прочные	III	10-14	Гранодиориты трещиноватые- слаботрещиноватые, устойчивые-средней устойчивости.
3	10065.0- 10066.0	5000	2600	4,8	0.31	2	51	III	V	средне- прочные	V	4	Зона дробления и милонитизации, сильнотрещиноватые, средней устойчивости.
4	10066.0- 10067.0	4500	2800	5,1	0.18	1	166	I	III	крепкие	IV	6-10	Гранито-гнейсы трещиноватые- сильнотрещиноватые, устойчивые-средней устойчивости.
5	10067.0- 10069.0	4200	2100	3,2	0.33	2	49	III	V	средне- прочные	V	4	Зона дробления и милонитизации сильнотрещиноватые, средней устойчивости
6	10069.0- 10071.0	5500	2600	5,0	0.36	1.5	162	II	IV	средне- прочные	IV	6-10	Гранито-гнейсы катаклазированные трещиноватые- сильнотрещиноватые, устойчивые-средней устойчивости.

Анализ таблиц 4.1 и 4.2 позволяет сделать общий вывод о принципиальной сопоставимости характеристик устойчивости массива горных пород по сейсмическим и инструментальным методам. При этом очевидно, что в зонах дробления и областях повышенной трещиноватости (дискретности) массива преимущество следует оставить за сейсмическими параметрами (строка с такими характеристиками в таблице 4.2 выделена красным цветом). Кроме того, отсюда следует, что категории по Булычеву и Протодьяконову находятся в соответствии: I=III, II=IV, III=V.

Соотношение между Q-фактором и сейсмической скоростью V_p , глубиной (H), модулем упругости горной породы, требуемыми давлениями поддержки (P_r), пористостью и одноосной сжимающей прочностью σ_c было установлено и представлено в виде диаграммы на рис. 4.14 [47]. При этом, соотношение между Q-факторов и V_p установлено в виде:

$$V_p = \log Q + 3.5 \text{ (км/сек)}$$

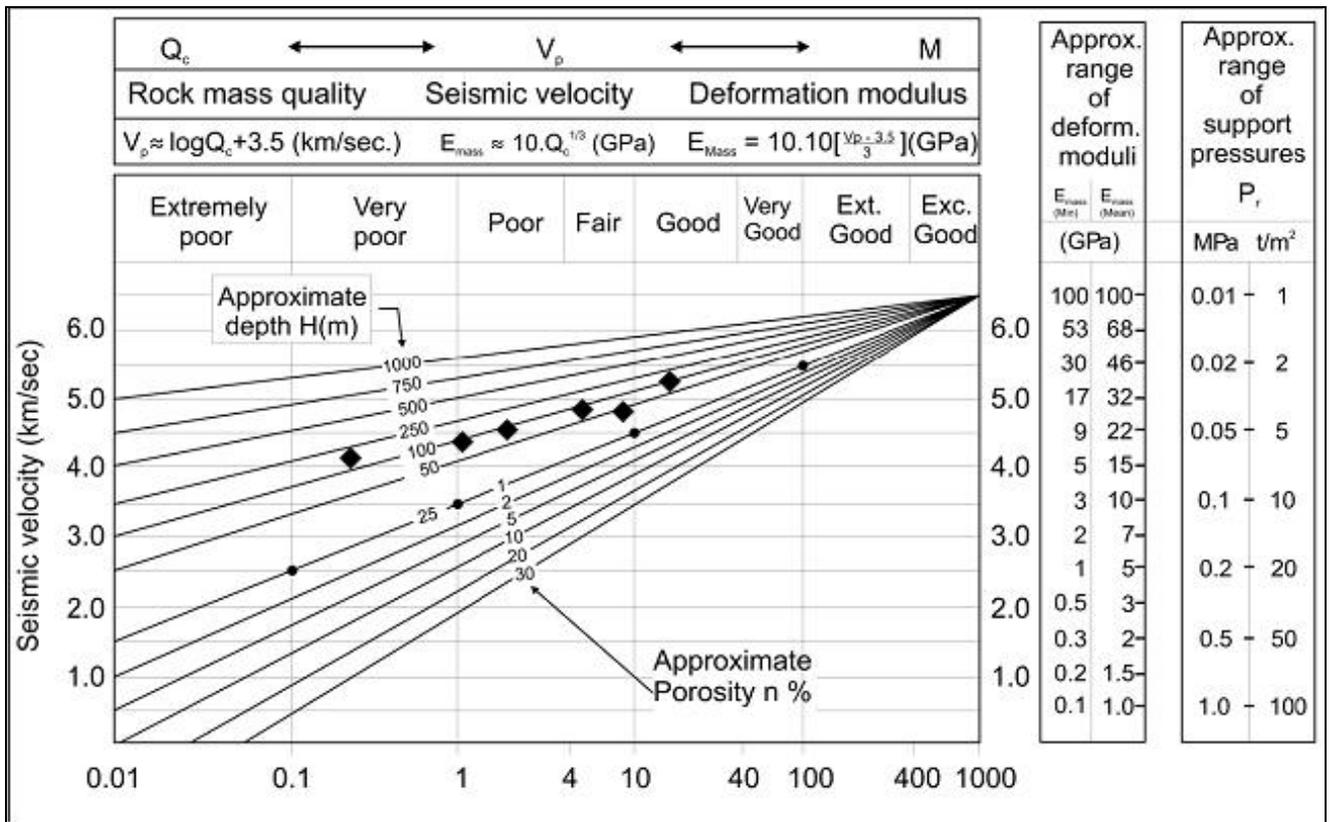


Рис.4.14. Соотношения между параметрами прочности массива горных пород и категориями устойчивости [47].

На рис.4.14 условными символами показаны точки, соответствующие глубине строящегося Байкальского тоннеля и скоростям распространения продольных волн, полученных по трассе тоннеля. Как видим, основной диапазон категорий устойчивости по Q-фактору соответствует категориям по Протоdjяконову от III-ей до V-ой.

На основе сплошного определения упругих модулей по сейсмическим данным в рассматриваемых условиях разработана постоянно действующая горно-геологическая модель, параметрическая и инфраструктурная базы которой позволяют контролировать деформационные процессы в создаваемой ПТС. На рис. 4.15 приведен фрагмент 3D модели полной деформации для обсуждаемого выше фрагмента строительства.

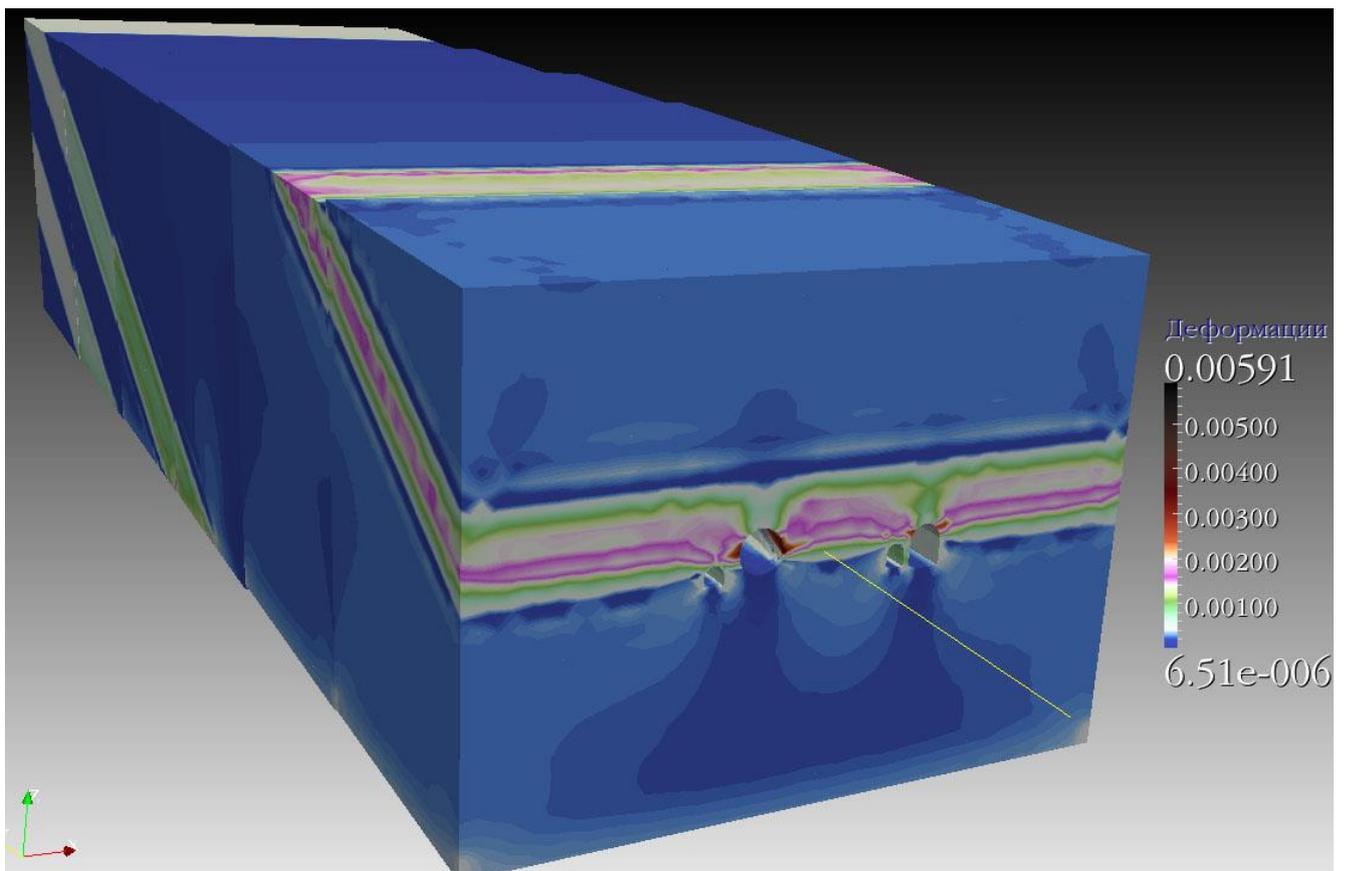


Рис. 4.15. Фрагмент 3D модели полной деформации (технология Fidesys).

По вертикальному сечению модели в месте пересечения забоев тоннелей и штолен с зоной ослабления (дробления) фиксируется максимальное значение полной деформации в 6 мм. Такая величина упругой деформации для варианта сплошной среды в реальном скальном массиве способна вызвать процессы трения дискретных элементов в зоне дробления, что с течением времени может привести к появлению более значимых смещений бортов тоннелей (на уровне первых сантиметров).

В настоящее время сейсмический мониторинг на новом Байкальском тоннеле продолжается и принятая схема своевременно обеспечивает комплекс технологической поддержки строительства объективными оценками структуры и параметров эволюции НДС массива горных пород .

4.3. Результаты сравнительных исследований массива горных пород различными сейсмическими системами.

Особый интерес представляет собой проблема сопоставления обсуждаемого метода 3D-3С сейсмолокационного обзора массива горных пород на основе системы МИКОН-ГЕО с известными сейсмическими технологиями, основанными на идеях метода отраженных волн. Такими, в данном случае, являются методы TRT 6000 (США) и TSP 303 (Швейцария), история промышленного применения которых в разных странах мира, в том числе в КНР, началась 20 лет назад (см. раздел 1).

Названные технологии, несмотря на ряд существенных различий в методических подходах, ориентированы на обнаружении субвертикальных сейсмических отражающих объектов впереди груди забоя тоннеля, связанных с нарушениями сплошности массива горных пород различной природы. Технологии TRT 6000 и TSP 303 в различных модификациях достаточно давно и широко применяются в Китае, где в настоящее время развернута приоритетная программа строительства дорог в горной части страны с необходимостью проходки множества тоннелей с глубоким заложением.

Программа сравнительных исследований предусматривала одновременное применение всех трех технологий на одном и том же забое с последующей проверкой выполненных независимым образом прогнозов в процессе проходки тоннеля. Выбор конкретного объекта исследований соответствовал наиболее типичным инженерно-геологическим условиям провинции Сычуань с преобладанием карстующихся осадочных горных пород карбонатного состава. В такой обстановке основную опасность осложнения проходческих работ представляют субвертикальные водонасыщенные карстовые полости.

Строящийся автодорожный тоннель находится вблизи населенного пункта Гулин на границе провинций Сычуань и Гуйчжоу, КНР. Проектируемая протяженность тоннеля составляет 2540 м на высоте 764.81 м над уровнем моря.

Тоннель сооружается в осадочных породах силурийского возраста, представленных известняком, глинистым известняком и углистым сланцем, перекрытых с поверхности рыхлыми четвертичными образованиями. Участок строительства в плане современной тектонической обстановки является относительно стабильным. Тело тоннеля не пересекает зон разрывных нарушений. Активность грунтовых вод слабая, но вероятность появления карста высокая (на основании соседних участков).

На первом участке тоннеля проведены совместные исследования методов 3D-3C сейсмолокации (МИКОН-ГЕО) и TRT 6000 (рис. 4.16 и 4.17). Исследования проведены с размещением геофонов на груди и на бортах забоя, при этом оба варианта выполнены с системой МИКОН-ГЕО, а методом TRT 6000 только с размещением геофонов на бортах забоя (по 4 акселерометра на каждом борту).



Рис. 4.16. Работа с системой TRT 6000 в тоннеле Гулин (КНР).



Рис. 4.17. Работа с системой МИКОН-ГЕО в тоннеле Гулин (КНР).

На рис.4.18 приведены варианты сопоставления кубов сейсмических сигналов отраженных волн, полученных обеими системами на 1-ом участке тоннеля. Из этого рисунка следует вывод о достаточно близкой структуре волнового поля в рассматриваемых системах. Волновые пакеты TDZ 1 и TDZ 2 практически совпали, а интенсивное отражение TDZ 0 зафиксировано только системой МИКОН-ГЕО. Как показано в разделах 2 и 3 именно отражение техногенного

типа на дистанции 20-30 метров (удвоенный поперечный размер тоннеля) во всех случаях должно соответствовать зоне ослабления массива как границе разделения области пластических и упругих деформаций. По-видимому, отсутствие этого волнового пакета по данным TRT 6000 обусловлено особенностями обработки по методу томографии, в котором предполагается подбор модели отражателей по усмотрению специалиста.

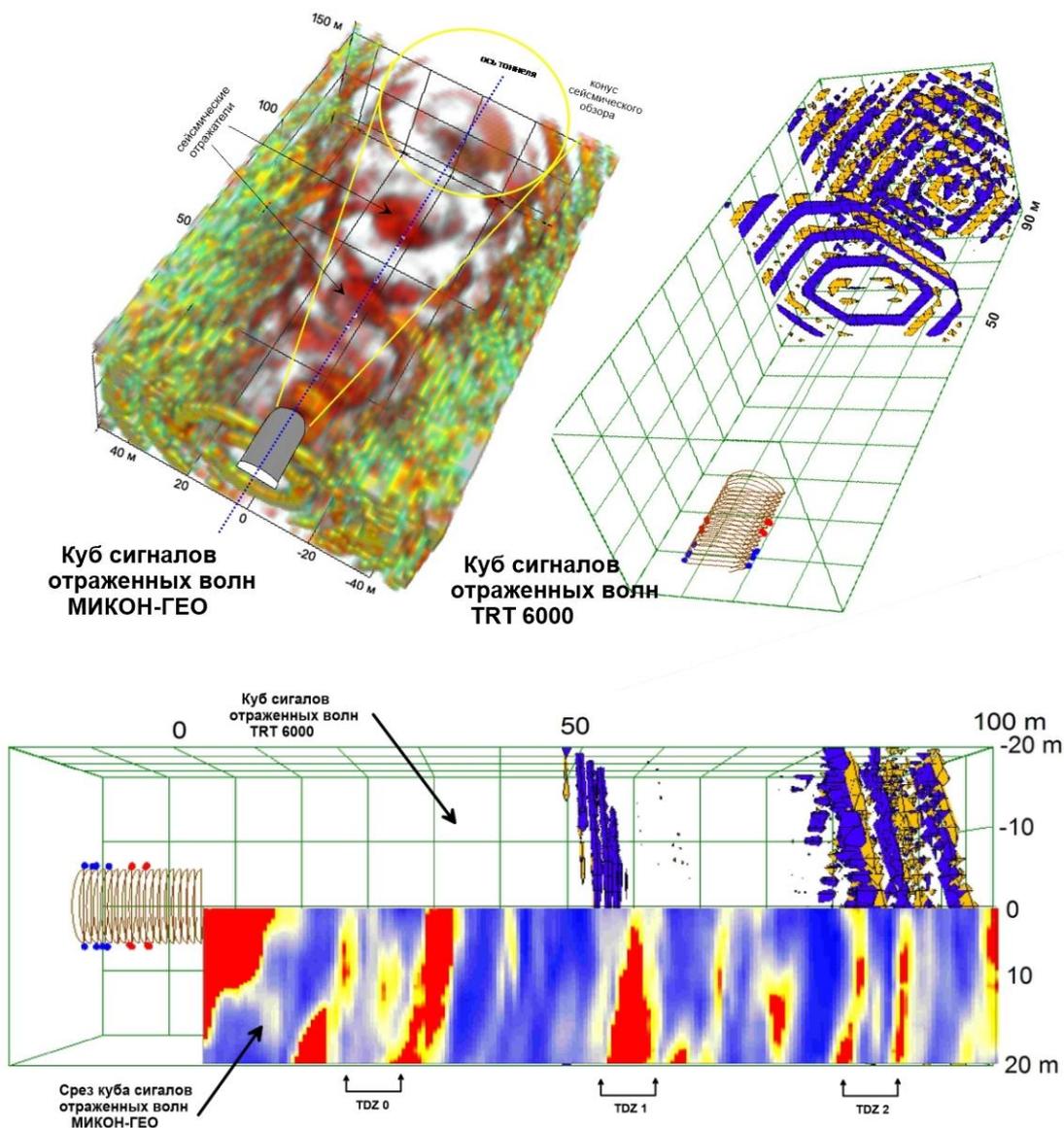


Рис. 4.18. Сопоставление результатов регистрации поля сигналов отраженных волн в системах TRT 6000 и МИКОН-ГЕО на 1-ом участке тоннеля Гулин (КНР) [62].

На рис.4.19 приведен куб относительных оценок градиента давления по данным МИКОН-ГЕО на дальность до 150 метров от груди забоя тоннеля на этом

участке тоннеля. Предположительно, зоны высоких значений градиента давления в данном случае могут быть связаны с карстовыми образованиями в карбонатном массиве с высокой вероятностью водонасыщения.

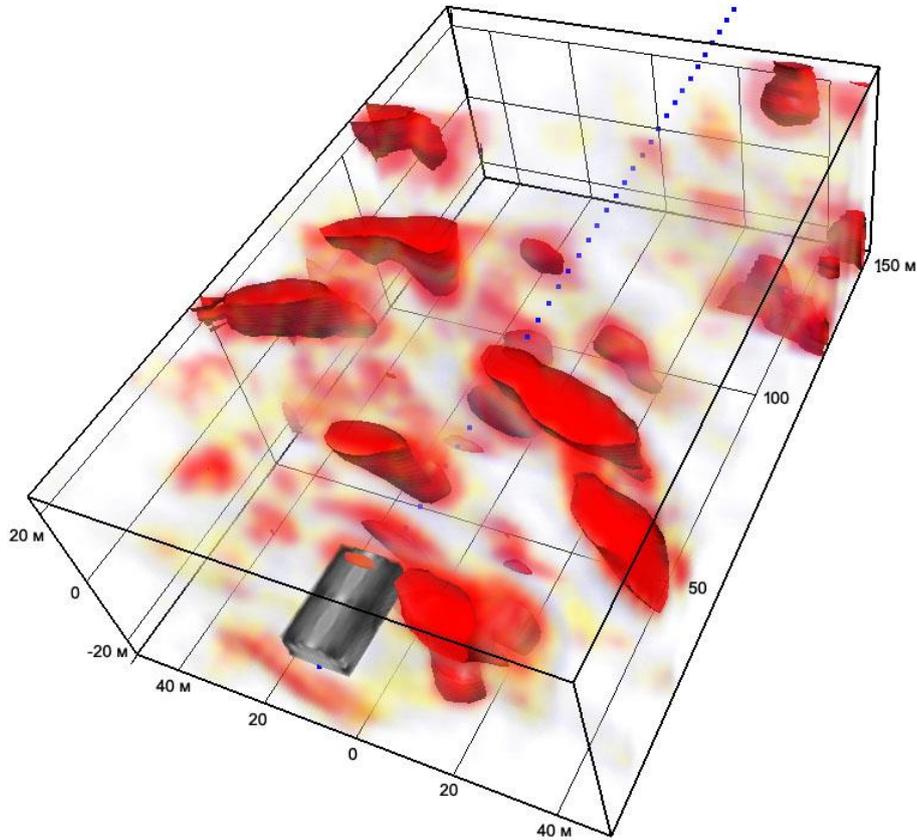


Рис. 4.19. Куб относительных оценок градиента давления по данным системы МИКОН-ГЕО на 1-ом участке тоннеля Гулин (КНР).

Последующая проходка подтвердила зоны высокой трещиноватости с повышенными водопритоками на дистанциях прогноза 50 и 70 метров.

На втором участке тоннеля проведены совместные исследования МИКОН-ГЕО и TSP 303. Заметим, что обработка результатов сейсмолокации массива системой TSP 303 осуществляется в Швейцарии в компании разработчика этой системы. На рис. 4.20 приведен результат обработки и интерпретации сейсмических данных, полученных этой системой. На верхнем фрагменте рисунка приведены графики упругих модулей (скорости распространения продольных и

поперечных волн, отношения скоростей, модуль Юнга, модуль сдвига, коэффициент Пуассона, плотность).

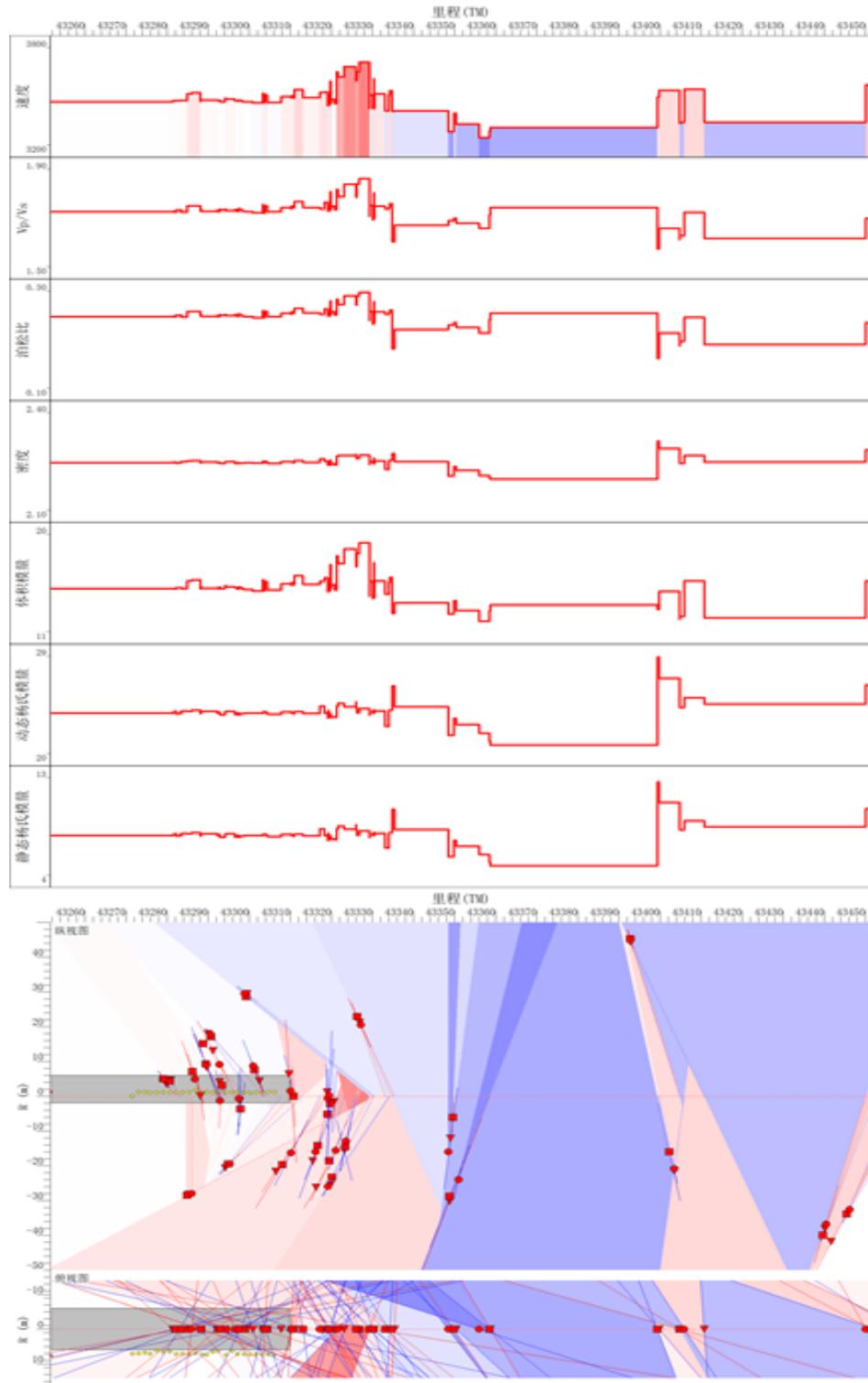


Рис. 4.20. Результаты обработки данных системы TSP 303 на 2-ом участке тоннеля

Гулин (КНР) [61].

На нижнем фрагменте показаны вертикальное и горизонтальное сечения куба прогнозных оценок по этому методу в форме геологической интерпретации.

Символами красного цвета нанесены координаты точек отражения упругих волн, которые приняты как объекты границ геологических объектов, включая области ослабления массива (зоны красного цвета).

На рис.4.21 приведены результаты сопоставления материалов TSP 303 и МИКОН-ГЕО, полученные на этом же забое тоннеля.

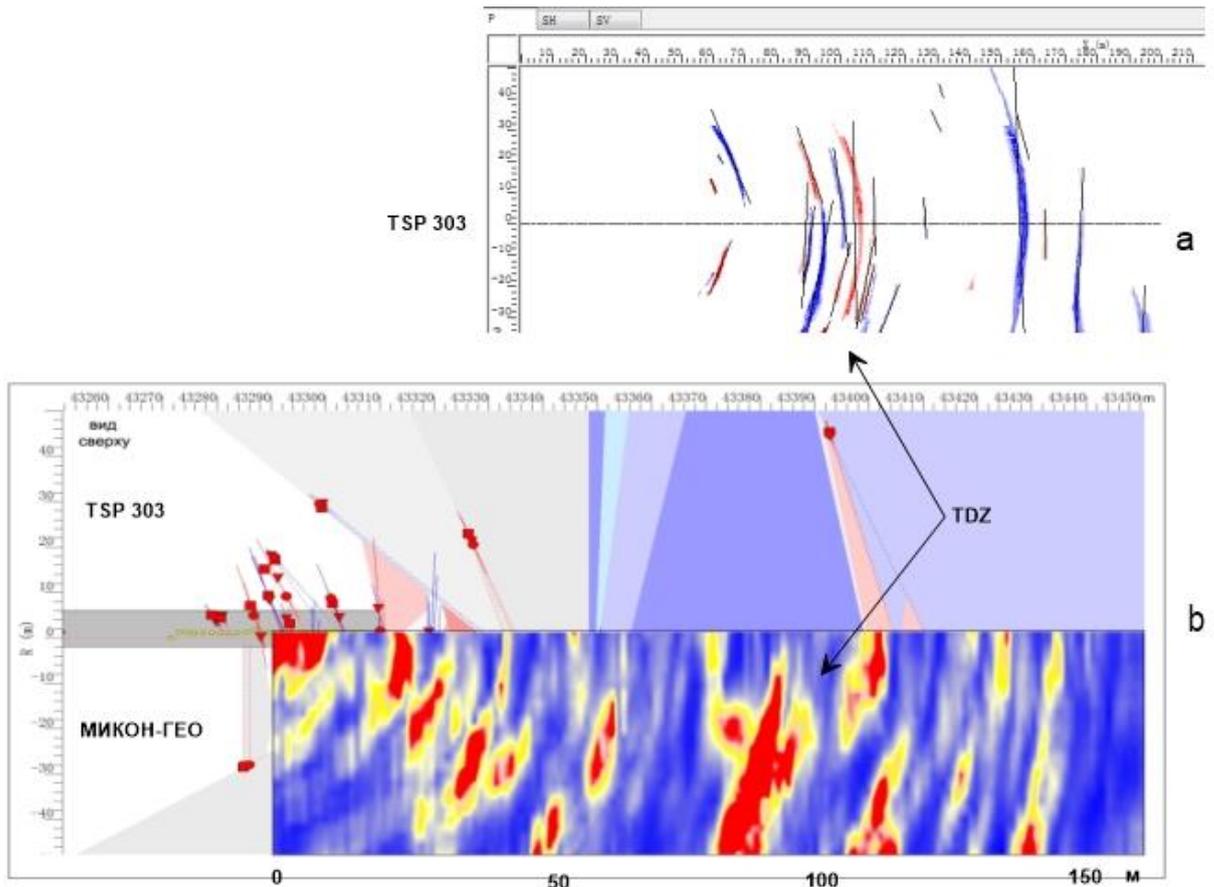


Рис. 4.21. Сопоставление результатов регистрации поля сигналов отраженных волн в системах TSP 303 и МИКОН-ГЕО на 2-ом участке тоннеля Гулин (КНР).

Очевидно, что волновой пакет TDZ, связанный с зоной ослабления массива, зафиксирован обеими системами на одной и той же дистанции. Расчет упругих модулей по данным системы МИКОН-ГЕО не проводился, т.к. эти параметры строителями тоннеля не принимаются в какие-либо расчеты. Насущный интерес

для строителей в данных условиях представляют только зоны ослабления с подозрением на карстовые полости.

На рис. 4.22 показан куб оценок градиента давления по данным МИКОН-ГЕО, по которому выполнен прогноз возможного положения карстовых зон с высокой вероятностью водонасыщения, что и было подтверждено результатами проходки тоннеля.

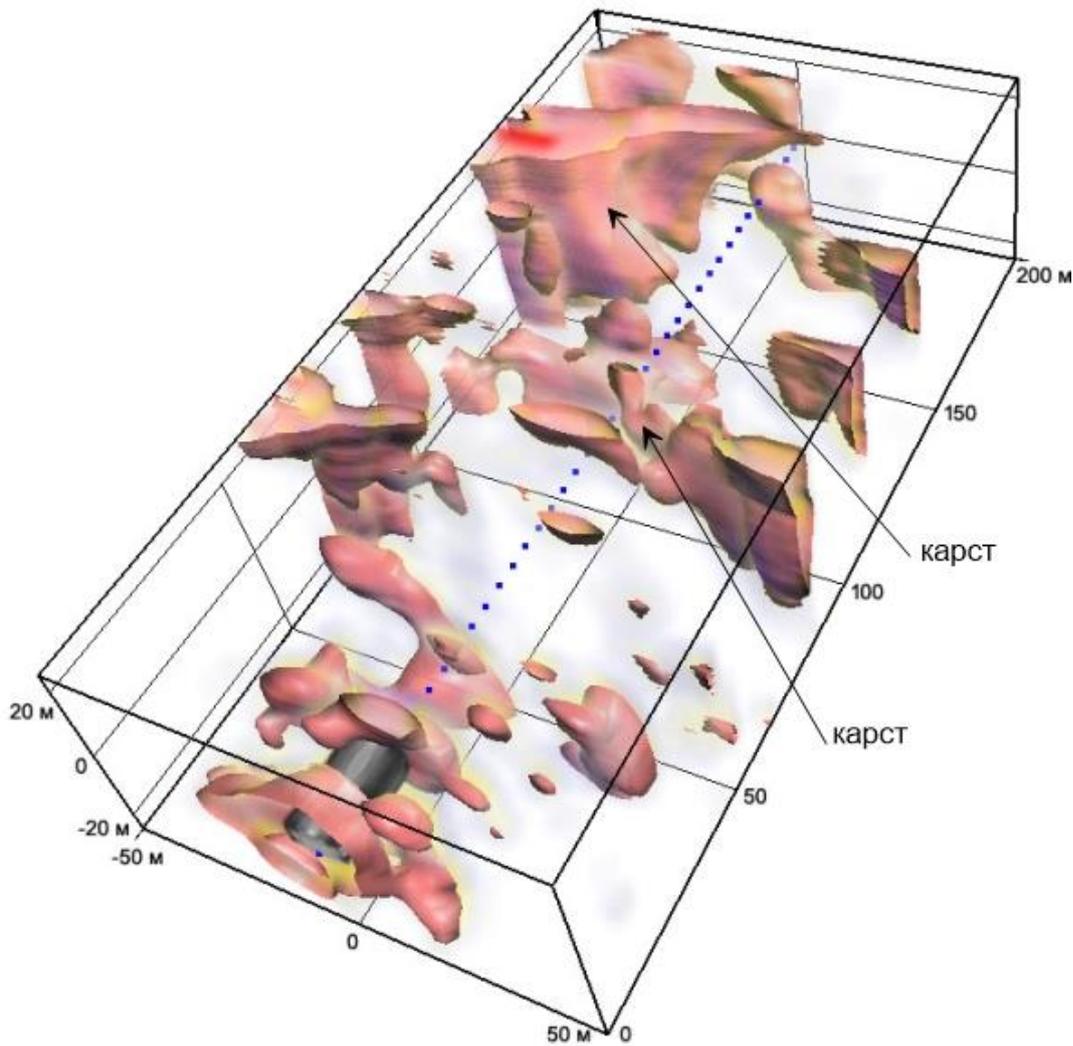


Рис. 4.22. Куб относительных оценок градиента давления по данным системы МИКОН-ГЕО на 2-ом участке тоннеля Гулин (КНР).

Таким образом, результаты сравнительных исследований массива горных пород из забоя тоннеля сейсмическими системами МИКОН-ГЕО, TRT 6000 и TSP 303 свидетельствуют о надежном прогнозе зон ослабления массива горных пород на

безопасную дистанцию от груди забоя и прогнозе категорий устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ по данным метода 3D-3C сейсмолокации.

Выводы по главе 4.

Опыт применения метода 3D-3C сейсмолокации с системой МИКОН-ГЕО в процессах горного мониторинга строящихся транспортных тоннелей позволяет сделать несколько следующих основных выводов:

- все значимые субвертикальные плоскости и зоны ослабления массива горных пород уверенно фиксируются сигналами отраженных волн на необходимую дистанцию для безопасного управления проходческими работами в различных инженерно-геологических условиях;

- динамические атрибуты сейсмических отражателей позволяют оценить категорию опасности зоны нарушения сплошности массива горных пород;

- атрибуты сигналов отраженных волн обеспечивают оценку относительных значений градиента горного давления;

- дистанционная оценка структуры и параметров НДС массива горных пород по данным сейсмолокации с учетом текущих инженерно-геологических параметров позволяет оперативно осуществлять прогноз категорий устойчивости массива в соответствующих параметрах рейтинговых систем;

- объективность прогнозных оценок устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ по данным сейсмолокации массива горных пород системой МИКОН-ГЕО независимым образом подтверждается результатами проходческих работ;

- сравнительные исследования достоверности прогнозируемых параметров устойчивости массива горных пород по результатам совместного применения нескольких известных промышленных сейсмических технологий позволяют отнести систему МИКОН-ГЕО к конкурентно способной технологии с рядом методических, технических и экономических преимуществ.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В первой главе приведен обзор известных на сегодняшний день инженерно-геологических и сейсмических технологий контроля состояния устойчивости массива горных пород в процессе строительства тоннелей, в результате которого формулируются следующие выводы:

1. Опыт применения технологии 3D-3С сейсмолокации свидетельствует о перспективности и достоверности подхода к дистанционной оценке структуры и параметров НДС массива горных пород в процессах ведения проходческих работ при строительстве транспортных тоннелей.
2. Существует необходимость развития и совершенствования сейсмической технологии в различных инженерно-геологических условиях с привлечением серии независимых инженерно-геологических критериев оценки устойчивости массива горных пород .
3. Необходимо исследовать результативность применения технологии 3D-3С сейсмолокации и зарубежных аналогов (США и Швейцария) с целью независимой и объективной оценки сходимости прогнозируемых параметров в совмещенном режиме проведения полевых работ.

Во второй главе выполнен анализ параметров состояния устойчивости динамической природно-технической системы ПТС-ТОННЕЛЬ с учетом подземной и наземной инфраструктуры, по результатам которого сформулировано несколько следующих основных выводов:

1. Параметры модели состояния устойчивости скального массива горных пород с дискретной структурой удовлетворительно оцениваются комплексом рейтинговых систем, каждая из которых в разной степени учитывает изменение инженерно-геологических условий в процессе ведения горно-технических работ.
2. Особым образом необходим учет прогнозируемого численными методами варианта критической потери состояния устойчивости массива в припортальных зонах тоннеля на основе контроля соотношения сдвигового и нормального напряжений.

3. Прогноз развития опасных инженерно-геологических процессов и явлений на основе независимых рейтинговых оценок должен сопровождаться дистанционными методами оценки компонент НДС и численными методами моделирования деформационных процессов в ближней и дальней зонах влияния подземной и наземной инфраструктуры.

В третьей главе выполнен анализ основных элементов метода сейсмической локации массива горных пород из забоя тоннеля и схемы включения сейсмических атрибутов в рейтинговые системы оценки критериев устойчивости массива, что позволило сделать следующие основные выводы:

1. Принципиальные основы и реализация метода сейсмической локации обеспечивают в необходимой мере выявление значимых зон ослабления массива горных пород на безопасной дистанции от груди забоя тоннеля. При этом устанавливается оценка уровня риска проявления опасного влияния на состояние устойчивости забоя выработки каждой из выявленных зон.

2. Обеспечение достоверности дистанционного определения категории устойчивости пород по параметрам поля сейсмических сигналов отраженных волн достигается на основе последовательного учета изменения структуры и свойств массива горных пород по инструментальным оценкам критериев устойчивости породного обнажения массива горных пород на груди забоя тоннеля в совмещенном режиме применения сейсмического и инженерно-геологических методов.

3. Уровень объективности прогноза развития опасных инженерно-геологических процессов и явлений обеспечивается независимым применением признанных регламентом подземного строительства рейтинговых систем при совместном учете прогнозных дистанционных оценок структуры и параметров напряженного состояния массива горных пород методом 3D-3C-сейсмолокации и численных технологий горно-геологического сопровождения процессов проходки тоннелей.

В четвертой главе рассмотрены результаты применения обсуждаемого метода 3D-3C сейсмолокации в процессах горного мониторинга транспортных

тоннелей в разных инженерно-геологических условиях и сформулированы следующие основные выводы:

1. Все значимые субвертикальные плоскости и зоны ослабления массива горных пород уверенно фиксируются сигналами отраженных волн на необходимую дистанцию для безопасного управления проходческими работами в различных инженерно-геологических условиях.
2. Динамические атрибуты сейсмических отражателей позволяют оценить категорию опасности зоны нарушения сплошности массива горных пород .
3. Атрибуты сигналов отраженных волн обеспечивают оценку относительных значений градиента горного давления.
4. Дистанционная оценка структуры и параметров НДС массива горных пород по данным сейсмолокации с учетом текущих инженерно-геологических параметров позволяет оперативно осуществлять прогноз категорий устойчивости массива в соответствующих параметрах рейтинговых систем;
5. Объективность прогнозных оценок устойчивости ПТС-ТОННЕЛЬ по данным сейсмолокации массива горных пород системой МИКОН-ГЕО независимым образом подтверждается результатами проходческих работ;
6. Сравнительные исследования достоверности прогнозируемых параметров устойчивости массива горных пород по результатам совместного применения нескольких известных промышленных сейсмических технологий позволяют отнести систему МИКОН-ГЕО к конкурентно способной технологии с рядом методических, технических и экономических преимуществ.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

ПТС-ТОННЕЛЬ - природно-техническая система геологическая среда – выработка – крепь” .

НДС - напряженно-деформированного состояние.

ЭМИ СШП - метод электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования.

RQD - Rock Quality Designation (показатель качества керна).

TDZ - техногенная зона ослабления массива.

Список использованных источников и литературы

1. Абатурова И.В. Особенности оценки степени трещиноватости пород при инженерно-геологическом изучении месторождений полезных ископаемых /Абатурова И.В., Емельянова И.А., Савинцев И.А, Зудилин А.Э.// Инженерная геология №1, 2011 г., С. 68-72.
2. Ананьев В.П. Инженерная геология/ Ананьев В.П., Потапов А.Д.//Учеб. для строит. спец. вузов. Москва, Высш.шк., 2005, 575 с.
3. Гальперин Е.И. Методические рекомендации по применению поляризационного метода сейсмической разведки//Алма-Ата, КазВИРГ, 1984, 181 с.
4. Грязнов О.Н. Изучение инженерно-геологических и гидрогеологических условий месторождения золота «Новогоднее-Монто»/ Грязнов О.Н., Абатурова И.В., Афанасиади Э.И.// Екатеринбург, 2005.
5. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений/Москва, Недра, 1994.- 382 с.
6. Воронин В. С. Набрызг-бетонная крепь//Москва, Недра, 1980.
7. Волков В.П. Тоннели// Транспорт, 1970, 408 с.
8. Зудилин А.Э. Функционал системы оценки состояния горного массива/ Зудилин А.Э, **Патрушев Ю.В.**, Александрова А.В.// Известия высших учебных заведений “Горный журнал”.-2012.-№5.-С.102-105.
9. Кейлис-Борок В.И. Анализ динамических и сейсмических процессов.// Москва, ГЕОС, 2004. - 323 с.
- 10.Король В.И. Акустический способ прогноза газодинамических явлений в угольных шахтах/ В.И. Король, А.В. Скобенко // Днепропетровск , НГУ, 2013. - 181 с..
- 11.Козлов Е.А. Модели сред в разведочной геофизике// Тверь: Изд-во ГЕРС, 2008, – 480 с.
- 12.Лапин Э.С. «МИКОН-ГЕО» - система оперативного обнаружения и контроля состояния зон развития опасных геогазодинамических явлений

- при разработке месторождений полезных ископаемых подземным способом/ Лапин Э.С., Писецкий В.Б., Бабенко А.Г., **Патрушев Ю.В.**// Безопасность труда в промышленности.-2012.-№ 4.-С. 18-22.
- 13.Лапин Э.С. Экспериментальное исследование системы «Микон-Гео» на шахте «Алмазная»/ Лапин С.Э., Александрова А.В., **Патрушев Ю.В.**// Безопасность труда в промышленности.-2012.- №6.- С. 44-47.
- 14.Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика.// Ленинград, Недра, 1977 , 470 с.
- 15.Молотков Л.А. Эффективная модель трещиноватой среды с трещинами, описываемыми поверхностями разрывов смещений/ Л. А. Молотков, А. В. Бакулин// Математические вопросы теории распространения волн. 24, Зап. научн. сем. ПОМИ, 218, ПОМИ, СПб., 1994, С.118–137.
- 16.Мюллер Л. Инженерная геология. Механика скальных массивов/Л. Мюллер, Р.И. Тедер, М.М. Протодьяконова // М. : Мир, 1971 . – 256 с.
- 17.**Патрушев Ю. В.** Опыт применения сейсмической системы МИКОН-ГЕО в оперативном сопровождении проходческих работ на Северо-Уральском бокситовом руднике и в КУЗБАСе /Патрушев Ю. В., Александрова А. В., Шинкарьук В. А., Кузьмин С. Б., Чевдарь С. М. // Материалы конференции «Геомеханика в горном деле» в рамках V Уральского горнопромышленного форума. – Екатеринбург, 2013.
- 18.**Патрушев Ю.В.** Функциональные испытания аппаратуры сейсмического контроля МИКОН-ГЕО на ОАО «Воркутауголь» СП шахта «Северная»/ Патрушев Ю.В., Салендер Д.// Международная научно-практическая конференция «Уральская горная школа – регионам», г. Екатеринбург, 28-29 апреля 2014 г. (Уральская горнопромышленная декада, г. Екатеринбург, 21-30 апреля 2014 г.): сборник докладов / УГГУ – Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2014. – С. 519.
- 19.**Патрушев Ю.В.** Обзор методов и технологий сейсмических систем контроля состояния устойчивости горного массива в подземных условиях/ Патрушев Ю.В., Шнайдер И.В.//I международная научно-техническая

- конференция "Безопасность труда и эффективность производства горнодобывающих предприятий с подземным способом разработки", г.Екатеринбург, 6-7 апреля 2016 г. (Уральская горнопромышленная декада, г.Екатеринбург, 4-13 апреля 2016 г.): сборник докладов/УГГУ.- Екатеринбург:Изд-во УГГУ, 2016.-С. 63-68.
- 20.Писецкий В. Б. О коэффициенте Пуассона нефтяных коллекторов с дискретной структурой / Писецкий В. Б., Крылатков С. М. // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. – Екатеринбург, 2005. – № 1.
- 21.Писецкий В.Б. Механизм разрушения осадочных отложений и эффекты трения в дискретных средах // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. – Екатеринбург, 2005. – №1.
- 22.Писецкий В.Б. О выборе парадигмы в методах прогноза флюидных параметров по сейсмическим данным. – Москва: ЦГЭ Журнал “Технологии сейсморазведки”, №3, 2006, - С. 19-28.
- 23.Писецкий В. Б. Оценка флюидодинамических параметров в активной системе "осадочный чехол - фундамент" по сейсмическим данным с применением поляризационных схем в скважинах и тоннелях / В.Б. Писецкий, А.Э. Зудилин, С.В. Власов, **Ю.В. Патрушев** // Материалы конференции: Гальперинские чтения. -М.-2010.
- 24.Писецкий В. Б. 3D-3C сейсмическая технология (поляризационный сейсморадар) обнаружения зон развития опасных геодинамических процессов на стадиях проектирования и строительства горнотехнических сооружений/ Писецкий В. Б., Власов С. В., Зудилин А. Э., Самсонов В. И., **Патрушев Ю. В.**, Шинкарьук В. А. // Материалы XV научно-практической конференции «Пути реализации нефтегазового и рудного потенциала Ханты-Мансийского автономного округа – Югры», г. Ханты-Мансийск, 14-18 ноября 2011. – Ханты-Мансийск, 2011.
- 25.Писецкий В. Б. Прогноз параметров современных геодинамических и флюидодинамических процессов по сейсмическим данным в различных направлениях решения поисково-разведочных и инженерных задач/

- Писецкий В. Б., Власов С. В., Шинкарьук В. А., **Патрушев Ю. В.** // Геофизика XXI века: Материалы II Международного симпозиума, посвященного 60-летию образования геофизического факультета Уральского государственного горного университета, г. Екатеринбург, 24-25 ноября 2011. – Екатеринбург, 2011. – С. 82-95.
26. Писецкий В. Б. Методы и технологии прогноза структуры и оценки параметров геодинамического состояния геологической среды по сейсмическим данным в приложениях нефтегазовой, горнодобывающей и строительной отраслях/ Писецкий В. Б., Лапин Э. С., Зудилин А. Э., Лапин С. Э., Бабенко А. Г., Абатурова И. В., **Патрушев Ю. В.**, Александрова А. В., Шинкарьук В. А. // Материалы научного семинара «Геодинамика, Геомеханика и Геофизика». – Новосибирск, 2013.
27. Писецкий В. Б. Прогноз устойчивости горного массива на основе метода сейсмической локации в процессах строительства подземных сооружений/ Писецкий В. Б., Власов В. В., Черепанов В. П., Абатурова И. В., Зудилин А. Э., **Патрушев Ю. В.**, Александрова А. В. // Инженерная геология – 2014.- № 9-10.- С. 46-51.
28. Писецкий В. Б. Прогноз и контроль развития опасных инженерно-геологических процессов в подземном строительстве/ Писецкий В. Б., Савинцев И. А., **Патрушев Ю. В.**, Чевдарь С. М. // Горный журнал. Руда и металлы.- М. - 2015.- № 9.- С. 11-16.
29. Писецкий В. Б. Оценка рисков развития опасных явлений при проектировании, строительстве и эксплуатации подземных сооружений транспортного и горного назначения на основе сейсмометрических и сейсмологических средств контроля/ Писецкий В. Б., Лапин Э. С., Абатурова И. В., Зудилин А. Э., **Патрушев Ю. В.**, Лапин С. Э., Власов В. В. // Инженерная геофизика-2015. 11-я научно-практическая конференция и выставка с междунар. участием 20-24.04.15/ EAGE.- Геленджик, 2015. - Режим доступа: [//earthdoc.org/publication/publicationdetails/?publication=80055](http://earthdoc.org/publication/publicationdetails/?publication=80055)

30. Писецкий В.Б. Сейсмический мониторинг процессов строительства и эксплуатации подземных сооружений на основе системы МИКОН-ГЕО/ Писецкий В.Б., Абатурова И.В., Власов В.В., Мартыненко М.С., Зудилин А.Э., **Патрушев Ю.В.**// Сергеевские чтения. Инженерно-геологические и геоэкологические проблемы городских агломераций. Вып. 17. Материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии (19-20 марта 2015 г.)/ – Москва: РУДН, 2015. – С. 190-194.
31. Писецкий В.Б. Методы и технологии оценки структуры и параметров напряженно-деформированного состояния горного массива по сейсмическим данным в процессах разработки месторождений полезных ископаемых и строительства подземных сооружений/ Писецкий В.Б., Лапин Э.С., **Патрушев Ю.В.**, Чевдарь С.М., Зудилин А.Э., Власов В.В.// Инженерная, угольная и рудная геофизика - 2015. Современное состояние и перспективы развития. Научно–практическая конференция с междунар. участием 28.09-02.10.15./ EAGE.- Сочи, 2015.- С. 81-85.
32. Писецкий В.Б. Методика и результаты промышленного применения системы сейсмического контроля состояния горного массива «МИКОН-ГЕО» в процессе подземной разработки рудных и угольных месторождений/ Писецкий В.Б., Лапин С.Э., Зудилин А.Э., **Патрушев Ю.В.**, Шнайдер И.В.// Проблемы недропользования. – 2016.- № 2 (9).-С. 58-64.
33. Писецкий В.Б., Оптимизация инженерно-геофизического обеспечения проектов разработки месторождений твёрдого сырья на основе геомеханических исследований/ Писецкий В. Б., Абатурова И. В., Савинцев И. А., **Патрушев Ю. В.**, Чевдарь С. М., Вершинин А. В., Левин В. А.// Инженерная геофизика-2016. 12-я научно-практическая конференция и выставка с междунар. участием 25-29.04.16/ EAGE.- Анапа, 2016. - Режим доступа: <http://earthdoc.org/publication/publicationdetails/?publication=84335>

34. Писецкий В.Б. Методика и результаты промышленного применения системы сейсмического контроля состояния горного массива «МИКОН-ГЕО» в процессе подземной разработки рудных и угольных месторождений/ Писецкий В.Б., Лапин С.Э., Зудилин А.Э., **Патрушев Ю.В.**, Шнайдер И.В.// VI Уральский горнопромышленный форум. III Всероссийская научная конференция с международным участием «Информационные технологии в горном деле» - 2015. 2-4 декабря 2015 г.: сб. докл. [электронный ресурс]. - Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2015.
35. Протодяконов М. М. Давление горных пород и рудничное крепление./ Москва, 1930. – Ч. 1.- 219 с.
36. Садовский М.А. Естественная кусковатость горной породы // Докл. АН СССР., 1979., Т.247, №4, С.829-831.
37. Сергеев Е.М. Инженерная геология// Изд-во Москю ун-та, 1982, 248 с.
38. Трофимов В.Т. Грунтоведение/ Трофимов В.Т., Королев В.А., Вознесенский Е.А., Голодковская Г.А., Васильчук Ю.К., Зиангиров Р.С.// 6-е изд., переработ. и доп. — М.: Изд-во МГУ, 2005. 1024 с.
39. Труды ИФЗ АН СССР, 1988, №125.
40. Фадеев А. Б. Прочность и деформируемость горных пород / Карташов Ю. М., Матвеев Б. В., Михеев Г. В., Фадеев А. Б.// М.: Недра, 1979. - 269 с.
41. Фотиева Н.Н. Приближенный учет пространственного характера задачи о влиянии здания на напряженное состояние обделки близко расположенного тоннеля / Н. Н. Фотиева, А. С. Саммаль, Н. С. Булычев, Д. М. Голицынский, Ю. С. Фролов, Р. Д. Фауэлл // Труды Всероссийской научной конференции (26–28 мая 2004 г.). Часть 1, Математические модели механики, прочность и надежность конструкций, Матем. моделирование и краев. задачи, СамГТУ, Самара, 2004., С. 242–245.
42. Фотиева Н.Н. Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах / М.: Недра, 1980.- 270 с.
43. Хилтерман Ф. Дж. Интерпретация амплитуд в сейсморазведке.// ГЕРС, 2010. — 256 с.

44. Шинкарьук В. А., Патрушев Ю. В. Методика и результаты моделирования параметров НДС в окрестности строительства тоннелей // Материалы IX Уральской горнопромышленной декады международной научно-практической конференции «Уральская горная школа – регионам», УГГУ, г. Екатеринбург, 4 – 13 апреля 2011.
45. Яковлев Д.В. Мониторинг безопасности угольных шахт, геодинамические риски, контроль состояния массива, технические средства контроля, сейсмические системы контроля, геофизические наблюдения, деформационные датчики, безопасность горных работ// Д.В.Яковлев, Т.И. Лазаревич, А.Н. Поляков, С.Н. Мулев, А.С. Харкевич, С.Ф.Панин, Д.А. Поляков. // Методические указания, Санкт-Петербург, 2012.- С. 82.
46. Barton N. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support./ Barton N., Lien R. and Lunde J. // Rock Mechanics, 1974, 6 (4), pp. 189–236.
47. Barton N. Application of Q-System and Index Tests to Estimate Shear Strength and Deformability of Rock Masses./ Workshop on Norwegian Method of Tunneling. New Delhi, 1993, pp. 66–84.
48. Bieniawski, Z.T. Rock Mass Classification in Rock Engineering/ Symposium on exploration for rock engineering //Balkema: Rotterdam, 1976, p. 97-106.
49. Bieniawski, Z.T. Engineering classification of jointed rock masses // Transaction of the South African Institution of Civil Engineers, 1973, v. 15, p. 335-344.
50. Bieniawski, Z.T. Classification of rock masses for engineering: The RMR system and future trends/ Comprehensive Rock Engineering, Volume 3: Oxford ; New York, 1993, Pergamon Press, p. 553-573.
51. Bieniawski, Z.T. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering/ New York, 1989, Wiley, XII, 251 p. p.
52. Biot M.A. Mechanics of incremental deformations// New York: GU, -1965, - P. 430.
53. Byerlee J.D. Friction of rocks / Pure Appl. Geophys. – 1978. – Vol.116.

54. Deere, D.U. and Deere, D.W. 1988. The rock quality designation (RQD) index in practice. In *Rock classification systems for engineering purposes*, (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test. Mat.
55. Golf-Racht T. D. *Fundamentals of fractured reservoir engineering // Developments in petroleum science* 12, 1982, C. 707.
56. Hanson D. *Seismic Tomography Applied to Site Characterization/ Hanson, D., Haramy K., Neil D. // Geo-Denver 2000 Conference, Denver (CO), 2000.*
57. Junlong Shang, *Advanced Predication of Geological anomalous Body Ahead of Laneway Using Seismic Tomography Technique/ Junlong Shang, Xianwei Luo, Feng Gao, Jianhua Hu , Keping Zhou // ISSSE in China, 2012. - C. 324-330.*
58. Pisetski, V.B., 1995. *Dislocational Rock Mechanics as a Basis for Seismic Methods in the Search for Hydrocarbons. Revue de l'Institut Francais du Petrole, Vol.50:3, Paris., p.8-43*
59. Pisetski V.B., Pennington W.D., 2003. *Calibration of Seismic Attributes for Reservoir Characterization. Final Technical Report for D.O.E. USA, Michigan Technological University, pp.134-185.*
60. Zobac M.D. and Haimson B.C., 1982. *Status of the hydraulic fracturing method for in situ stress measurements. Issues in Rock Mechanics, 23rd Symposium on Rock Mechanics, edited by R.E. Goodman and F.E. Heuze, Societe of Mining Engineers, New York, pp.143-156.*
61. G85渝昆高速麻柳湾至昭通段高速公路上高桥隧道进口右幅TSP超前地质预测报告 (Отчет о применении передовой технологии прогноза состояния горного массива TSP при строительстве тоннеля автострады G85 Maliuchang Bay Expressway Yukun-Жаотонг. Юньнаньский испытательный центра дорожного строительства, 2016.)
62. 地震波法超前地质预测报告江津 (渝黔界) 经习水至古蔺 (黔川界) 高速公路 TJ12合同段贵州坪隧道出口右线 (Отчет прогноза геологической ситуации с помощью сейсмического метода TRT6000. Контракт TJ12

Строительство автострады на плато Гуйчжоу на границе провинций Сычуань и Гуйчжоу, вблизи города Гулин, 2016.)

Патентные документы

63. Pisetski V., 1998. Method for Determining the Presence of Fluids in a Subterranean Formation, US Patent, № 5,796, 678.
64. Pisetski V., Kormilcev V., Ratushnik A., 2002. Method for predicting dynamic parameters of fluids in a Subterranean reservoir. US Patent. № 6, 498, 989 B1.

Фондовая литература

65. Программа инженерно-геологических изысканий и геофизические исследования по горному мониторингу в период строительства транспортных тоннелей на объекте «Строительство центральной автомагистрали г. Сочи “Дублер Курортного проспекта” от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга-Сочи (р. Псахе) до начала обхода города Сочи ПК0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский край, (II очередь от ул. Земляничной до р. Сочи), (III очередь от р. Сочи до р. Псахе)», Сочи, 2011.
66. Инженерно-геологические изыскания и геофизические исследования по горному мониторингу на объекте: «Строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта» от км 172 федеральной автодороги М-27 Джубга – Сочи (р. Псахе) до начала обхода города Сочи ПК 0 (р. Агура) с реконструкцией участка автомобильной дороги от ул. Земляничная до Курортного проспекта, Краснодарский край (II очередь от ул. Земляничной до р. Сочи), (III очередь от р. Сочи до р. Псахе)»: ежемесячный технический отчет/ ООО «Сочитранстонтнельпроект ТО-44»; ООО «ГИНГЕО», том II. – Сочи, 2011-2012.
67. Отчет 5-682-1-ИГИ «Обследование тоннеля № 6 на км 14+100 - км 14+300 автомобильной дороги Джубга-Сочи на участке обхода г. Сочи ПК 134 - ПК

194 в Краснодарском крае». 2015. Фонды ООО «Институт «Тоннельстройпроект».

68. Отчётная техническая документация по инженерным изысканиям 447-313-БТП-08-13-ИИ 0.2.1.1ПЗ «Строительство нового Байкальского тоннеля на перегоне Дельбичинда – Дабан Восточно-Сибирской железной дороги». Часть 2 «Инженерно-геологические изыскания». Книга 1.1 «Технический отчёт. Инженерно-геологическое обследование тоннеля и выдача рекомендаций по строительству нового тоннеля», Новосибирск, 2013.
69. Отчётная техническая документация по инженерным изысканиям 447-313-2829-ИИ 0.2.5.1ПЗ «Строительство нового Байкальского тоннеля на перегоне Дельбичинда – Дабан Восточно-Сибирской железной дороги». Часть 2 Часть 2 «Инженерно-геологические изыскания». Книга 5.1 «Технический отчёт. Геофизические работы», Санкт-Петербург, 2014.

Авторефераты диссертации

70. Власов С. В. Методика и технология 3D-3C сейсмических исследований геологического строения и мониторинга состояния устойчивости горного массива в процессе проходки транспортных тоннелей (в условиях г. Большой Сочи)./ Автореферат канд. геол.-мин. наук: 25.00.10. – Екатеринбург: УГГУ, 2012.
71. Шинкарьук В.А. Оценка параметров состояния устойчивости горного массива в процессе ведения подземных работ на основе сейсмических и инженерно-геологических данных)/ Автореферат канд. геол.-мин. наук: 25.00.10. – Екатеринбург: УГГУ, 2013.

Нормативные правовые акты

72. Федеральный закон от 21.07.1997 № 116-ФЗ (ред. от 02.06.2016) "О промышленной безопасности опасных производственных объектов" - 27 с.
73. Правила безопасности в угольных шахтах ПБ 05-618-03. «Российская газета» от 21 июня 2003 г., № 120/1.

74. ВСН 126-90 «Крепление выработок набрызг-бетоном и анкерами при строительстве транспортных тоннелей и метрополитенов нормы проектирования и производства работ» // Минтрансстрой – М., 1990.
75. Приказ Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 20 декабря 2010 г. № 1158 "О внесении изменений в Правила безопасности в угольных шахтах, утвержденные постановлением Госгортехнадзора России от 5 июня 2003 г. №50"
76. Приказ Ростехнадзора от 15.08.2016 № 339 "Об утверждении Федеральных норм и правил в области промышленной безопасности "Инструкция по прогнозу динамических явлений и мониторингу массива горных пород при отработке угольных месторождений" (Зарегистрировано в Минюсте России 07.11.2016 № 44251)
77. ОДМ 218.4.022-2015 "Рекомендации по проведению геотехнического мониторинга строящихся и эксплуатируемых автодорожных тоннелей"/ 2015/- 33 с.
78. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений / Москва, 2011. - 116 с.
79. СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные / Москва, 2012. - 128 с.
80. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах / Москва, 2011.
81. РД 05-328-99. Инструкция по безопасному ведению горных работ на шахтах, разрабатывающих угольные пласты, склонные к горным ударам// Предупреждение газодинамических явлений в угольных шахтах. — Сер. 05. — Вып. 2. - М.: ЗАО НТЦ ПБ. 2014. — С. 4-119.
82. РД 06-329-99 Инструкция по безопасному ведению горных работ на рудных и нерудных месторождениях, объектах строительства подземных сооружений, склонных и опасных по горным ударам. Дата актуализации: 12.02.2016.

Стандарты

83. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.