

**ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ  
РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ПО ПРЕКТИРОВАНИЮ,  
СТРОИТЕЛЬСТВУ И ЭКСПЛУАТАЦИИ АВТОМОБИЛЬНЫХ  
ДОРОГ**

На правах рукописи

УДК 624.1.539.3

**ПИРНАЗАРОВ ФУРКАТ ФАХРИТДИН УГЛИ**

**Исследование напряженно-деформированного состояния  
автодорожных горных тоннелей при сейсмических воздействиях**

Магистерская диссертация

на соискание степени магистра

Специальность 5А340205 – «Строительство мостов, тоннелей и  
метрополитенов»

Научный руководитель:

к.т.н., доц. Миралимов М. Х.

Ташкент - 2017

# ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ, СТРОИТЕЛЬСТВУ И ЭКСПЛУАТАЦИИ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

**Факультет:** “Проектирование и строительство автомобильных дорог и сооружений”.

**Кафедра:** “Мосты, тоннели и путепроводы”.

**Специальность:** 5А340205 – “Строительство мостов, тоннелей и метрополитенов”.

**Магистрант:** Группа 567-15, Ф.Ф. Пирназаров.

**Научный руководитель:** к.т.н., доц. М. Х. Миралимов.

**Тема:** “Исследование напряженно-деформированного состояния автодорожных горных тоннелей при сейсмических воздействиях”.

## АННОТАЦИЯ МАГИСТРСКОЙ ДИССЕРТАЦИИ

**Актуальность темы.** Современные исследования и обзор работ показали, что повреждения автодорожных горных тоннелей и их распространенность в значительной степени определяются не только конструктивно-технологическим и материальным исполнением (род и качество материала, способы его реализаций, комбинации материала, меры защиты и др.), но и особенностями механического взаимодействия конструкций тоннелей с окружающей грунтовой средой при сочетании с сейсмическими воздействиями. В связи с этим исследование напряженно-деформированного состояния автодорожных горных тоннелей взаимодействующих с грунтом при сейсмических воздействиях является актуальной научно-технической и социально экономической задачей.

**Цель диссертационной работы.** Изучения состояния автодорожных горных тоннелей и исследование их напряжённо-деформированного состояния с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

**Задачи исследований:**

1. Определить современные вопросы и проблемы сейсмостойкости автодорожных горных тоннелей;

2. Проведение теоретических исследований по разработке современных методов расчета автодорожных горных тоннелей в сейсмических районах;

3. Проведение численных расчетов и исследование влияния грунтовой среды на изменение несущей способности и работоспособности элементов конструкций.

**Предмет и объекты исследований.** Горные тоннели на автомобильных дорогах.

**Методология и методы исследований.** Математическое моделирование методом строительной механики, численная алгоритмизация с использованием приложений MathCAD.

**Научная новизна работы результатов исследований.** На основе метода конечных элементов разработана модель деформирования «обделка-горный массив» и методика расчета конструкций горных автодорожных тоннелей с использованием методов строительной механики и учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

**Практическая ценность результатов исследований.** Разработанная методика позволяет оценить прочность тоннелей в горных массивах.

**Основные результаты выполненных работ.** Разработана методика расчета конструкций горных автодорожных тоннелей с использованием методов строительной механики, а также с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

**Краткая формулировка заключений и рекомендаций.** На основании выполненных исследований по анализу существующих конструкций транспортных тоннелей сооружаемых в горных условиях установлено, что конструкции горных тоннелей находятся в неравномерно напряженном состоянии при воздействии внешней сейсмической нагрузки. В связи с этим разработана методика расчета для исследования напряженно-деформированного состояния горных автодорожных тоннелей методом конечных элементов при сейсмических воздействиях. Произведены конкретные расчеты и исследования напряженно-деформированного

состояния различных конструкций горных автодорожных тоннелей при  
воздействии сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

**Научный руководитель:** \_\_\_\_\_ доцент М. Х. Миралимов

**Магистрант:** \_\_\_\_\_ Ф.Ф. Пирназаров

**THE STATE COMMITTEE OF THE REPUBLIC OF UZBEKISTAN  
FOR ROADS**

**TASHKENT INSTITUTE OF DESIGN, CONSTRUCTION AND  
MAINTENANCE OF AUTOMOTIVE ROADS**

**Faculty:** “Master courses”

**Chair:** “Bridges, tunnels and overpasses”

**Specialty:** 5A340205 – “Construction of bridges, tunnels and undergrounds”

**Master student:** Group 567-15, F.F. Pirnazarov.

**Scientific supervisor:** Cand. Se. M. Kh. Miralimov

**Abstract of the master dissertation on the theme:**

**THE INVESTIGATION OF STRESS-DEFORMED STATE OF  
HIGHWAY MOUNTAIN TUNNELS UNDER SEISMIC LOADS**

**Relevance of the topic.** Modern research and review papers about the highway mountain tunnels have shown that damage to the bearings and their prevalence are largely determined not only by the constructive-technological and material execution (kind and quality of the material, ways of its realization, material combinations, security measures, etc..), but also features of the mechanical interaction of tunnels with the surrounding groundwater environment combined with seismic influences. In this regard, the investigation of stress-deformed state of highway mountain tunnels under seismic loads is relevant scientific, technical and socio-economic problem.

**The aim of thesis and objectives.** The study and investigation of stress-deformed state of highway mountain tunnels under combined seismic influences of compression (tension) and shear.

**Objectives of the study.**

1. Determine the current issues and problems of the seismic stability of highway mountain tunnels;
2. Conduc the theoretical studies on developing of calculation methods of highway mountain tunnels in seismic regions;

3. The carrying out numerical calculations and study the interaction of ground masses to the variation of bearing capacity and work ability of structures.

**Subject and object of the research.** The mountain tunnels on highways.

**Research methods and techniques.** Mathematical modeling by method of structural mechanics, numerical algorithmization using MathCAD's applications.

**Degree of innovation of the results of research from a scientific point of view.** The technique and algorithm have been developed for calculating of highway mountain tunnels with using the method of structural mechanics and combined seismic influences of compression (tension) and shear waves.

**Implementation and practical significance of the study.** The developed method allows assessing the strengthening of tunnels in mountain masses.

**The main results of the work performed.** The developed method can be used for calculating of highway mountain tunnels with using the method of structural mechanics and combined seismic influences of compression (tension) and shear.

**Conclusion and recommendations.** On the base of research performances for the transport tunnels operating in mountain conditions it has been set that structures of mountain tunnels have the unevenly stress states at external seismic actions. For this purposes was developed The technique and algorithm have been developed for calculating highway mountain tunnels with using the method of structural mechanics and combined seismic influences of compression (tension) and shear waves. There were concrete calculating results and investigated stress-deformed state for the various structures of highway mountain tunnels under combined seismic influences of compression (tension) and shear.

**Scientific supervisor:** \_\_\_\_\_ M. Kh. Miralimov

**Master student:** \_\_\_\_\_ F. F. Pirnazarov

## Оглавление

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	8
<b>Глава I. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА АВТОДОРОЖНЫХ ГОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ</b> .....	13
<b>I.1.</b> Основные сведения и конструктивные решения автодорожных тоннелей, применяемых в транспортном строительстве.....	13
<b>I.2.</b> Анализ повреждений автодорожных горных тоннелей при землетрясениях.....	26
<b>I.3.</b> Анализ существующих общих методов расчета тоннелей глубокого заложения на сейсмические воздействия.....	36
<b>I.4.</b> Выводы по главе I.....	44
<b>Глава II МЕТОДИКА РАСЧЕТА НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ АВТОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЕЙ, СООРУЖАЕМЫХ В ГОРНЫХ РАЙОНАХ</b> .....	47
<b>II.1.</b> Постановка задачи и разработка математической модели расчета автодорожного тоннеля при сейсмических воздействиях	47
<b>II.2.</b> Методика, алгоритмы расчета и численная их реализация.....	55
<b>II.3.</b> Оценка достоверности разработанного метода расчета тоннелей. Выводы по главе II.....	61 64
<b>Глава III РАСЧЕТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ТОННЕЛЕЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ</b> .....	66
<b>III.1.</b> Расчет монолитной конструкции тоннеля подковообразного очертания с плоским лотком.....	66
<b>III.2.</b> Расчет эксплуатируемой конструкции автодорожного тоннеля.....	71
<b>III.3.</b> Расчет монолитной конструкции автодорожного тоннеля.....	85
Выводы по главе III .....	95
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b> .....	97
<b>СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ</b> .....	101

## ВВЕДЕНИЕ

В соответствии с Постановлением Президента Республики Узбекистан №ПП-1103 от 22.04.2009 г. «О мерах по реконструкции и развитию Узбекской национальной автомагистрали на 2009-2014 годы» все большее внимание уделяется к разработке современных методов проектирования и строительства искусственных сооружений на дорогах [1]. В последние десятилетия наблюдается интенсивное развитие транспортного тоннелестроения, обусловленное расширением сети магистральных дорог, увеличением объемов пассажирских и грузовых перевозок, дальнейшим совершенствованием транспортной инфраструктуры.

В настоящее время в мире эксплуатируются более 10 тыс. км транспортных тоннелей, причем только за последние 15 лет их протяженность увеличилась на 2 тыс. км. Аналогичная картина характерна и для стран юго-восточной Азии, где с 1990 г. построено 2350 км тоннелей, Северной и Южной Америки. Сегодня в мире реализуются около 650 проектов крупных тоннельных сооружений, причем годовые капиталовложения достигли уровня (без Японии) 40 млрд. долл. США.

Среди крупнейших горных автодорожных тоннелей, построенных за последние годы, можно выделить тоннель Лаердал длиной 24,5 км в Норвегии, два параллельных тоннеля длиной по 19,6 км через Тюрингский лес в Германии, два параллельных тоннеля Хида длиной по 10,75 км между г.г. Нагоей и Тоями в Японии. Наиболее крупные подводные автодорожные тоннели построены под Токийской бухтой в Японии (два параллельных тоннеля длиной по 10 км и диаметром 14,14 м), под р. Эльбой в Германии (длиной 3,1 км, диаметром 14,2 м), тоннель Бэмлафиорд в Норвегии длиной 7,9 км, тоннель Вестершельде длиной 6,6 км и диаметром 11,33 м в Нидерландах. К крупнейшим городским тоннелям можно отнести подземную сеть Central Artery в г. Бостоне (США) общей протяженностью 11,3 км, два тоннеля на автомагистрали

А86 в г. Париже (Франция) длиной 10 и 7,5 км и диаметром 11,75 м, железнодорожные тоннели между аэропортами в г. Нью-Йорке (США).

В нашей стране за последние годы построены горные автодорожные тоннели на на перевале Камчик и Резак общей длиной 1,8 км, а также протяженный железнодорожный тоннель на линии а также «Ангрен – Поп» длиной 19,2 км.

На следующие годы намечается строительство нового автодорожного тоннеля длиной более 6 км. Территория в Узбекистане и районы, в которых расположены и проектируются транспортные магистрали, характеризуются повышенной сейсмической активностью.

Следует подчеркнуть, что в основном горные тоннели относятся к тоннельным сооружениям глубокого заложения, глубина которых превышает диаметр обделки не менее чем в 3 раза.

В связи с этим методы предназначенные для расчета обделок тоннелей мелкого заложения (глубина заложения тоннеля превосходит наибольший размер его поперечного сечения менее, чем в 3 раза), не приемными в таких случаях.

При прохождении в горном массиве сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига, распространяющихся от очага землетрясения, в каждом элементе грунта, помимо естественного напряженного состояния, формируются сейсмические напряжения. В местах контакта грунта с контуром обделки тоннеля (или другим препятствием) при прохождении плоской сейсмической волны возникает концентрация сейсмических напряжений, являющихся дополнительной сейсмической контактной нагрузкой. Важной задачей является оценка напряженного состояния обделки автодорожного тоннеля от действия длинной волны сжатия-растяжения и волны сдвига, задаваемыми напряжениями на бесконечности. Последовательный анализ, происходящих при этом физических процессов, позволяет в достаточно полной мере определить основные закономерности взаимодействия обделки тоннелей совместно с

вмещающим грунтовым массивом, а также разработать рекомендации по конструированию элементов с учетом всех особенностей работы тоннелей в горных условиях.

Разработка метода математического моделирования и численное исследование напряженно-деформированного состояния горного массива и элементов тоннелей с учетом особенностей сейсмических контактных нагрузок является в настоящее время актуальной задачей.

Целью работы является изучения состояния автодорожных горных тоннелей и исследование их напряжённо-деформированного состояния с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

Определены следующие задачи:

- анализ условий работы и изменений напряженно-деформированного состояния элементов горных тоннелей при воздействии сейсмических волн;

- разработка моделей деформирования конструкций горных тоннелей с использованием методов строительной механики и механики грунтов при сейсмических воздействиях;

- разработка методик расчета конструкций автодорожных горных тоннелей (подковообразных, сводчатых) с учетом с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига, проведение численных расчетов и исследование влияния грунтовой среды на изменение несущей способности и работоспособности элементов конструкций.

На защиту выносятся:

- основные сведения и конструктивные решения автодорожных тоннелей, которые применяются в транспортном строительстве;

- результаты анализа работы различных тоннелей при различных землетрясениях, а также имеющихся их дефекты и повреждения;

- модели деформирования конструкций тоннелей взаимодействующих с горным массивом при действии сейсмических волн.

Научная новизна работы состоит в следующем:

- на основе метода конечных элементов разработана модель деформирования «обделка-горный массив» и методика расчета конструкций горных автодорожных тоннелей с использованием методов строительной механики с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

- исследованы напряженно-деформированного состояния элементов горных автодорожных тоннелей при сейсмических воздействиях.

Практическая ценность работы. Полученные в работе результаты и выводы показывает необходимость создания обоснованных с математической точки зрения новых методик расчета транспортных тоннелей, сооружаемых в горных районах. Полученные результаты могут быть использованы при проектировании и строительстве автодорожных тоннелей в горных районах.

Апробация работы проведена путём представления и обсуждения докладов на 3 научно-практических Республиканских конференциях.

Публикации: основное содержание диссертационной работы изложено в 3 публикациях. Работа выполнена в соответствии с календарным планом на 2015-2017 год.

В первой главе диссертации сделан анализ существующих конструкций транспортных тоннелей сооружаемых в горных условиях, а также их повреждения при землетрясениях. На основании выполненных исследований установлено, конструкции горных тоннелей находятся в неравномерно напряженном состоянии при воздействии внешней сейсмической нагрузки. Сделан обзор существующих способов расчета тоннельных сооружений, сооружаемых в горных районах.

Развитие методов вычислительной механики открывает широкие перспективы в исследовании напряженно-деформированного состояния подземных сооружений. Так, для широкого класса конструкций автодорожных тоннелей эффективно используется метод конечных элементов, для которого могут быть разработаны программы. В связи с этим во второй главе разработана методика расчета для исследования напряженно-деформированного состояния горных автодорожных тоннелей методом конечных элементов при сейсмических воздействиях. Решены тестовые задачи, показывающие точность и адекватность разработанной методики. В третьей главе произведены исследования напряженно-деформированного состояния различных конструкций горных автодорожных тоннелей при сейсмических воздействиях.

Проведенные расчеты по разработанной методике показывают, что сейсмические волны распределяются в массиве вокруг тоннеля неравномерно и существенно влияют на формирование концентрации напряжений в обделках.

Обзор (анализ) литературы по теме исследования были изучены работы: Еременко В. А., Разумов Е. А., Заятдинов Д. Ф.; Айталиев Ш. М., Масанов Ж. К., Баймаханов И. Б.; Барбакадзе В. Ш., Мураками С.; Меликулов А. Д., Тоштемиров У. Т.; Баклашов И.В., Тимофеев О.В.; Карцивадзе Г. Н.; Дорман И. Я.; Ишанходжаев А. А., Миралимов М. Х., Халилова Р. Х., И., Исроилов, И, Камалов К., Зокиров О. З., Журавлев В. И., Павлович Ю. Ю.; Мостков В.М.; Давыдов С.С.; Шапошников Н.Н.; [4,7,8,15,16,20,22,24,26,36,37].

Диссертационная работа состоит из введения, 3 глав, заключения, списка использованных литературных источников и изложен на 98 страницах текста, включающих 62 рисунков и 4 таблиц.

# **Глава I. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА АВТОДОРОЖНЫХ ГОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ**

## **I.1. Основные сведения и конструктивные решения автодорожных тоннелей, применяемых в транспортном строительстве**

Подземные сооружения были известны еще в глубокой древности. Они возводились вначале для жилья и захоронений, при постройке храмов, а затем для добычи камня и руды, а позднее и для целей водоснабжения и ирригации [2]. Позже появились транспортные, коммунальные и тоннели гидроэлектростанций. Периоды развития тоннелестроения как вида инженерной деятельности можно разделить на три основных этапа [3].

Первый этап относится к древнему миру, расцвету Римской империи и Греции, второй – после средневекового упадка (конец XVII – XVIII век) и третий - XIX век. Во время раскопок 1902г в Палестине, в окрестностях древнего города Гезера, упоминание о котором встречается в V в. до н. э. был обнаружен большой тоннель высотой 7 и шириной 3,96 м. Пробитый в прочной скале он спускался к подземному источнику. Археологи относят сооружение этого тоннеля к бронзовому веку, примерно к XX в. до н. э. Тоннели входили в состав замечательного водопровода, снабжавшего водой г. Ван, известный в истории под названием г. Семирамиды. Этот водопровод, действующий и поныне, построен за 800 лет до новой эры [1-3].

Большого успеха строительство гидротехнических тоннелей достигло в Греции. Один из тоннелей, снабжавших водой Афины, имевшие во времена своего расцвета население до 200 000 чел., был пройден еще в VI в. до н. э.. Тоннель высотой поперечного сечения от 1,3 до 1,5 м и шириной 0,65 м. Интересно отметить, что один из водопроводящих тоннелей, построенных приблизительно в тот же период, и по настоящее время

снабжает Афины хорошей питьевой водой. Из позднейших тоннелей водоводов, служивших для снабжения Афин водой, заслуживает внимания водовод Адриана (140 г.н.э.) [4]. Длина тоннельных участков сечением примерно 1,0 х 1,6 м составляет более 25 км. В слабых грунтах тоннель имел обделку из кирпичной кладки. В течении многих веков этот тоннель находился в эксплуатации. В 1925 г, после капитального ремонта, он снова был включен в сеть водоснабжения Афин. Большого совершенства в строительстве тоннелей достигли римляне. Остатки древних римских тоннелей водоводов находятся как в самом Риме, так и в различных местах бывшей обширной территории римской империи. По сохранившимся до наших дней остаткам древнего римского тоннеля водовода в Кельне можно полагать, что римлянам была хорошо известна техника приготовления бетона. В качестве вяжущего они применяли гидравлическую известь, добываясь прочности камня (современные испытания – 100кг/см<sup>2</sup>) [4].

Интереснейшим тоннельным сооружением древнего Рима, после знаменитых его акведуков, является тоннель для понижения уровня озера Фучино, расположенного в 84 км от Рима на высоте 669 м над уровнем моря. Частое повышение уровня озера приводили нередко к затоплению окружающих населенных пунктов. Понижение уровня озера в опасные периоды было достигнуто путем сброса воды из озера по тоннелю длиной 5595 м. под горою на глубине примерно 300 м. Работы были начаты при Юлии Цезаре в 54 г . до.н.э. Стройка продолжалась 11 лет. Древнейшим судоходным тоннелем является построенный в V в. н э. в Турции тоннель шириной 6,1 и высотой 7 м (в прочной скале). В средние века, наряду с общим упадком науки и техники наблюдается полный застой и в развитии тоннельного дела. Подземные сооружения в это время возводились главным образом в замках феодалов, монастырях, и то в незначительных масштабах. Подземные ходы-тайники были известны и на Мовараннахре [5].

Начиная с XII века подземные выработки появляются при горных разработках. После средневекового упадка некоторое развитие тоннельного строительства начинается только в конце XVII столетия.. Самыми замечательными подземными сооружениями Франции начала XIX века являются судоходные тоннели один длиной 1098 м и другой - 5670 м. Они были построены при Наполеоне I (1810г.) Ширина тоннелей в свету – 8 м. Здесь впервые были установлены методы проходки тоннелей большего сечения в слабых грунтах (многоштольневой способ опорного ядра на деревянной крепи) [5].

Толчком к развитию тоннельного строительства в середине XIX века послужило применение взрывчатых веществ - вначале черный порох, а затем нитроглицерин и, наконец, динамит. Успехам тоннельного строительства способствовало изобретение бурильных машин, возможность использования шпуровых зарядов и как следствие, возможность управления энергией взрыва.

Впервые механическое бурение шпуров было применено при проходке тринадцатикилометрового железнодорожного тоннеля в Альпах между Францией и Италией. Постройка больших альпийских тоннелей Сен-Готард, Симплон и др. на которых отрабатывались и совершенствовались новые методы проходки, послужила дальнейшему развитию техники и технологии строительства тоннелей горным способом. Первый опыт щитовой проходки тоннелей относится к началу XIX века, когда инженер Брюннель построил транспортный тоннель под Темзой в Лондоне.

Особо следует отметить строительство уникального железнодорожного тоннеля по линии Ангрэн-Поп в нашей республике длиной 19 км.

К транспортным тоннелям относятся автодорожные, железнодорожные, пешеходные, судоходные тоннели, а также тоннели метрополитена [5].

Для защиты подземной выработки от внешних воздействий и восприятия давления горных пород возводится постоянная контурная крепь - тоннельная обделка. Только в крепких, невыветривающихся, монолитных и нетрещиноватых скальных породах, практически не оказывающих давления на крепь, тоннели могут быть оставлены без обделки. В крепких, но выветривающихся и слаботрещиноватых породах устраивают облицовки, выравнивающие и закрепляющие поверхность выработки. Во всех остальных случаях выработки закрепляют по контуру постоянной несущей обделкой.

Размеры поперечного сечения тоннеля определяются необходимостью удовлетворения габаритным требованиям с размещением за пределами габарита вентиляционных каналов и вспомогательных устройств освещения и водоснабжения тоннеля. Форму поперечного сечения тоннеля назначают с учетом инженерно-геологических условий и методов производства работ.

Обделки горных тоннелей, сооружаемых горным методом, имеют преимущественно сводчатое очертание. Это наиболее рациональная форма, обуславливающая лучшую статическую работу обделки на вертикальное горное давление.

При проходке горных тоннелей щитовым методом в условиях залегания по трассе нарушенных пород применяют обделки кругового очертания. При конструировании обделок сводчатой формы оси обделки стремятся придать рациональное очертание, близкое к кривой давления от действующих нагрузок. Однако получить безмоментную ось свода практически невозможно из-за податливости пят, а также в связи с усадкой бетона, температурными воздействиями и отклонениями расчетных нагрузок от действительных [5, 6].

Тоннельные обделки должны быть возведены из материалов, обеспечивающих прочность, водонепроницаемость и долговечность конструкции. В ряде случаев материал тоннельной обделки должен

обладать морозостойкостью, химической стойкостью и огнестойкостью.

Обделки горных тоннелей устраивают преимущественно из монолитного бетона или железобетона. Толщина обделки должна быть не менее 20 см.

При сооружении горных тоннелей в скальных трещиноватых породах наряду с обделками из обычного монолитного бетона применяют обделки из набрызг-бетона, наносимого на поверхность выработки слоем 5-20 см под давлением 4-4,5 атм. Применением этого типа бетона достигается снижение расхода цемента, повышение плотности, водонепроницаемости и значительно упрощается процесс бетонирования в связи с отсутствием опалубки.

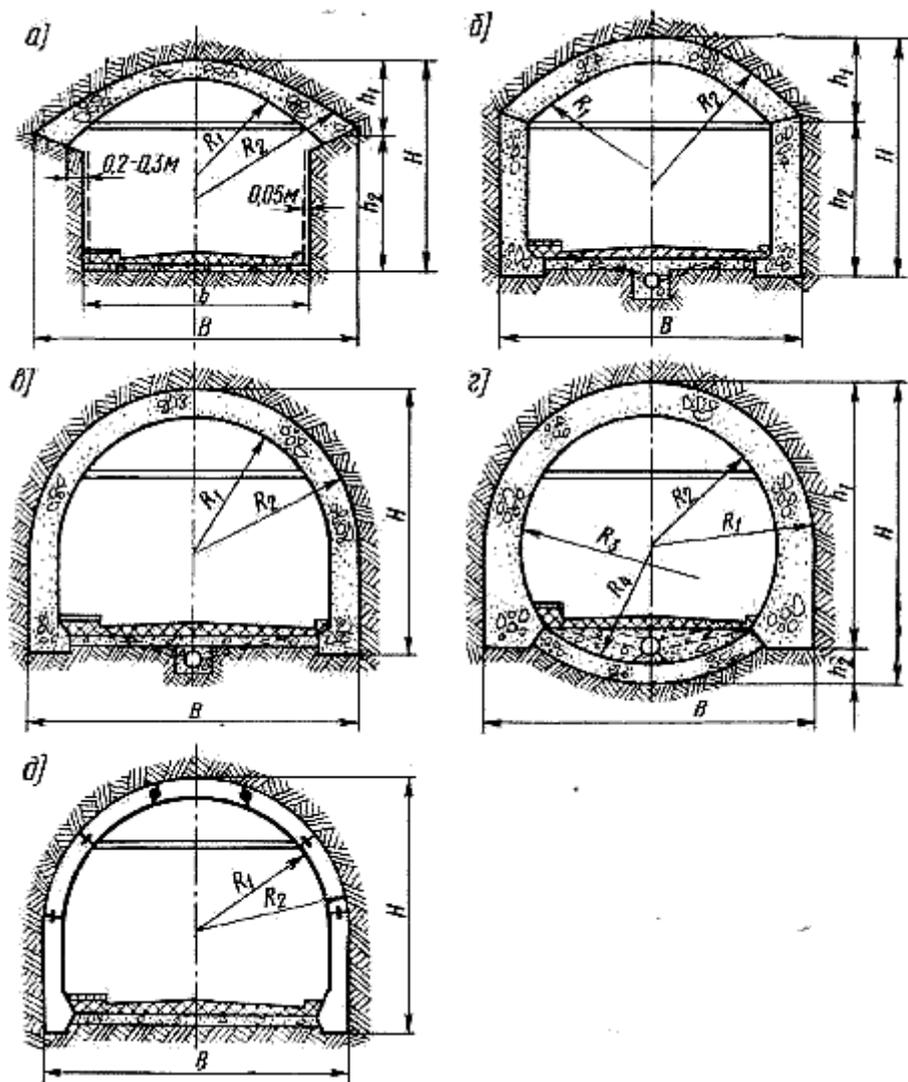


Рис. 1.1. Типы обделок автодорожных тоннелей

Для повышения несущей способности такой обделки набрызгбетон часто армируют стальными сетками. Возведение обделок горных тоннелей из монолитного железобетона целесообразно преимущественно в сложных инженерно-геологических условиях при повышенных нагрузках на конструкцию и значительных притоках подземных вод, когда устройство массивных бетонных обделок становится экономически невыгодным [7]. Однако процесс возведения обделок из монолитного железобетона сопряжен с трудностями установки арматуры, укладки и уплотнения бетонной смеси.

Существуют различные типы монолитных тоннельных обделок сводчатого очертания. В крепких скальных породах, не оказывающих бокового давления на крепь, применяют обделку из обычного монолитного бетона или набрызгбетона в виде свода постоянной или переменной жесткости, опирающегося на породу (рис. 1.1, а) [8]. Для большей устойчивости пят свода устраивают выступы породы - бермы - шириной 0,2-0,3 м. Стены выработки могут быть вертикальными или с незначительным уклоном и облицованы слоем торкрета толщиной до 5 см. Отношение пролета свода к его высоте не должно быть более четырех, так как пяты пологого свода могут получить горизонтальные смещения, что приведет к резкому увеличению изгибающих моментов в замковом сечении.

В менее крепких и трещиноватых породах необходимо устраивать обделку не только свода, но и стен тоннеля. При незначительном боковом давлении стены устраивают прямолинейными. Если раскрытие выработки производят по частям, то обделка состоит из свода, опирающегося на прямолинейные стены (рис. 1.1, б и 1.2, а). При проходке тоннеля на полный профиль обделка возводится в виде незамкнутой конструкции без обратного свода (рис. 1.1, в и 1.2, б) [8]. Проезжую часть в таких тоннелях укладывают непосредственно на породу или бетонную подготовку.

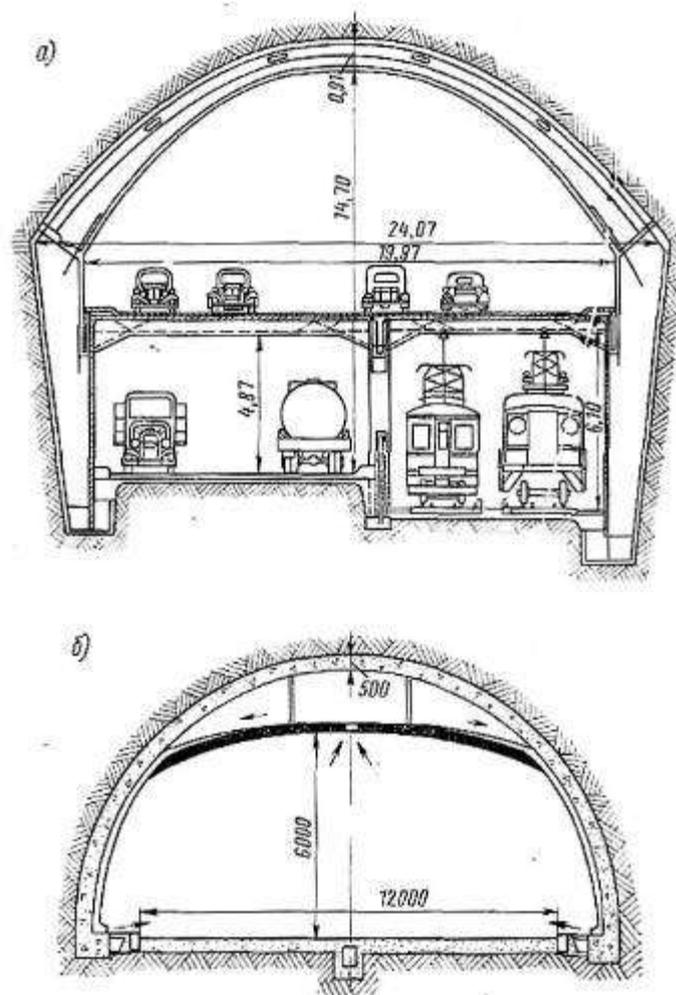


Рис.1 2. Примеры обделок автодорожных тоннелей большого течения

В слабых породах, проявляющих значительное вертикальное, боковое давление и давление снизу, обделка должна иметь массивные стены криволинейного внутреннего очертания и обратный свод (рис. 1, г). Стены следует несколько заглублять в породу для лучшего восприятия бокового давления [8]. Для защиты тоннеля от проникания подземных вод устраивают гидроизоляцию обделки, а иногда - осушение окружающего горного массива. Помимо гидроизоляционного покрытия, для защиты тоннеля от воды применяют нагнетание за обделку цементного раствора, заполняющего все пустоты и трещины, являющиеся источниками течей. Для осушения горного массива в ряде случаев применяют поверхностный водоотвод, штольневый, самотечный и шпуровой дренажи, а также цементационные завесы. При раскрытии выработок в крепких скальных

породах на полный профиль возможно применение сборных обделок из заранее изготовленных элементов: бетонных или железобетонных блоков сплошного или ребристого сечения. Сборную обделку можно устраивать в виде свода, опирающегося на породу или монолитные стены, а также незамкнутой сводчатой конструкции на всю высоту сечения тоннеля (рис. 1, д). Для опирания сборной обделки на породу должны быть предусмотрены специальные опорные блоки с уширенной пятой [9]. При использовании сборных обделок сводчатого очертания достигается высокое качество конструкции и снижается расход бетона, однако ухудшается водонепроницаемость обделки за счет наличия швов между блоками и требуется заполнение заобделочного пространства. Кроме того, при сооружении горных тоннелей, особенно в отдаленных и труднодоступных районах представляется сложным создание заводов железобетонных конструкций для изготовления сборных элементов обделки или доставка их на большие расстояния.

Горные тоннели сооружают при пересечении трассой дороги горных хребтов, склонов и возвышенностей. В зависимости от высоты пересечения тоннели подразделяют на вершинные и базисные (рис. 1.3) [8]. Вершинные тоннели имеют меньшую длину, но требуют более протяженных подходов. Выбор высоты расположения горного тоннеля зависит от конкретных топографических, инженерно-геологических и климатических условий и производится в результате технико-экономического анализа с учетом интенсивности автодвижения. Вершинный тоннель, имеющий более низкую строительную стоимость, может оказаться более целесообразным, чем базисный при малой интенсивности движения. При значительной грузонапряженности дороги предпочтительнее сооружать базисный тоннель, требующий меньших транспортно-эксплуатационных расходов. При этом следует учитывать, что сооружение вершинных тоннелей сопряжено с необходимостью пересечения подходами крутых косогоров, оползневых зон, ущелий, что

требует создания в ряде случаев защитных противообвальных галерей, высоких подпорных стен, виадуков, глубоких выемок [8, 9].

Сооружение горных тоннелей начинают с устройства подходных выемок, конфигурация и размеры которых зависят от рельефа местности и геологических условий (рис. 4, а). Наибольшая глубина подходной выемки обычно определяется из условия равенства стоимости 1 пог. м выемки и 1 пог. м тоннеля.

При этом в зависимости от геологических условий глубина выемки не должна превышать полуторной высоты тоннеля в слабых породах и трехкратной - в крепких породах. Крутизна откосов выемки определяется характеристиками породного массива и изменяется от 1 : 1,5 в несвязных грунтах до 1 : 0,2 в крепких скальных породах [9].

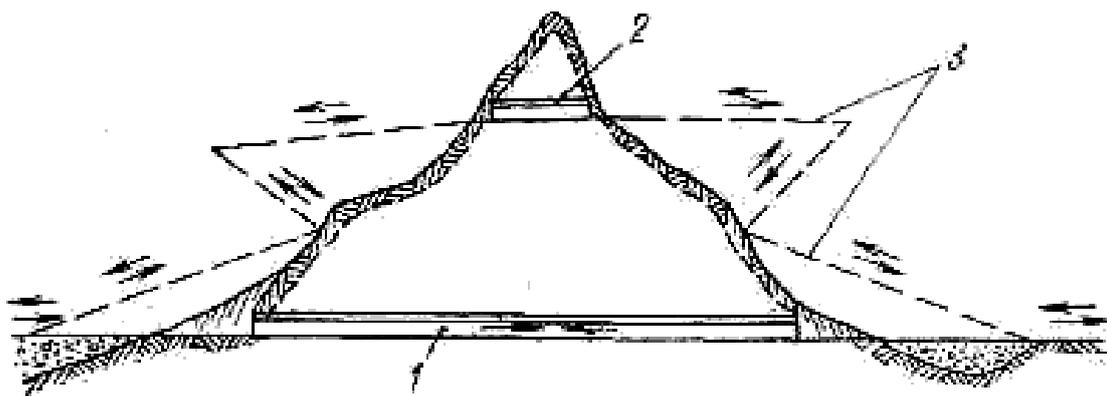


Рис. 1.3. Схема расположения базисного и вершинного тоннелей:  
1 - базисный тоннель; 2 - вершинный тоннель; в - участки развития линии

В большинстве случаев места входа в тоннель должны быть закреплены во избежание возможных обвалов грунта. Только в крепких, монолитных и неветривающихся породах допускается оставлять входные участки тоннеля незакрепленными. Обычно входы в тоннель устраивают в виде оголовков или порталов [1-10]. Оголовки, представляющие собой усиленное головное звено тоннельной обделки, сооружают в монолитных, крепких породах (рис.1.4, б).

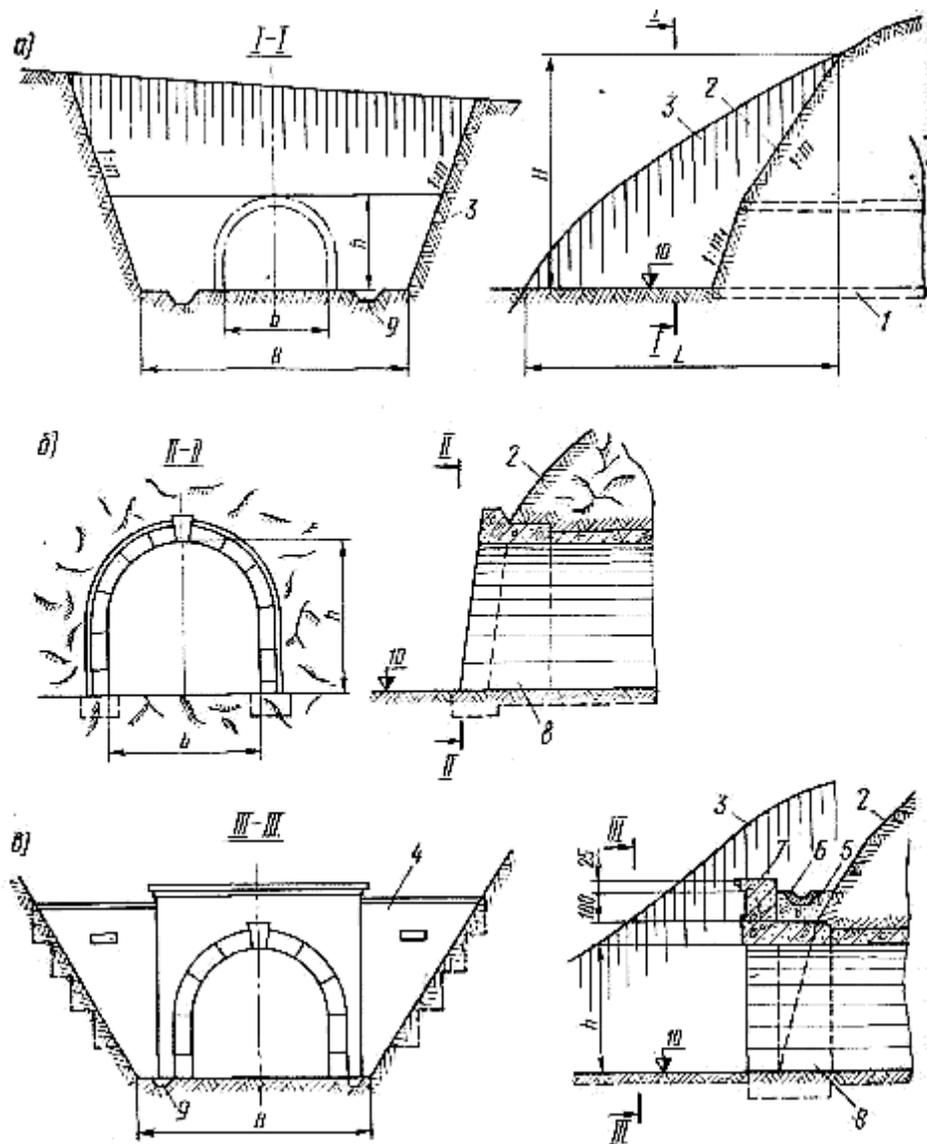


Рис. 1.4. Схемы устройства входов в тоннели:

- 1 - контур тоннеля; 2 - лобовой откос; 3 - боковые откосы; 4 - лобовая стена;  
 5 - защитная засыпка- 6 - водоотводный лоток- 7-парапет; 8 - усиленное звено обделки;  
 9 - водоотводная канава; 10 - уровень проезжей части

Порталы, помимо обеспечения устойчивости лобового и боковых откосов подходной выемки, предназначены также для отвода воды, стекающей с горных склонов, и для архитектурного оформления входов в тоннель (рис. 1.4, в).

Конструкция портала состоит из усиленного звена тоннельной обделки и подпорных стен, которые могут закреплять только лобовой откос или лобовой и боковые откосы предпортальной выемки. В зависимости от рельефа порталы могут располагаться симметрично и

несимметрично относительно оси тоннеля, перпендикулярно или под углом к оси дороги [9, 11].

Над лобовой стеной портала делают срезку на высоту 1,5 м и устраивают засыпку с уплотнением и прокладкой поперечного водоотводного лотка. Для предотвращения падения камней с лобового откоса на проезжую часть дороги устраивают парапет на 0,5 м выше верха лотка.

Все рассмотренные обделки имеют унифицированное внутреннее очертание, что обеспечивает возможность их сооружения с применением стандартного горнопроходческого и строительного оборудования. На кривых радиусом 600 м обделки уширяют на 600 мм за счет раздвижки элементов передвижной опалубки при сохранении кривизны стен и свода.

В сечении автодорожного тоннеля размещают вентиляционные каналы, вследствие чего его площадь значительно превышает площадь габарита приближения строений. По размерам сечение двухполосного автодорожного тоннеля приближается к сечению двухпутного железнодорожного тоннеля.

Для габарита Г-7 запроектированы типовые обделки автодорожных тоннелей типа I (рис.1.5, а) и II (рис. Рис.1.5, б). Над габаритом предусмотрено пространство для размещения вентиляционного канала площадью около  $12 \text{ м}^2$ , что достаточно для искусственной вентиляции тоннеля длиной до 1200 м. Внутреннее очертание обделок стандартное. На кривой радиусом 250 м уширение сечения на 600 мм достигается поперечной раздвижкой элементов передвижной опалубки. Основные характеристики обделок приведены в табл. 1.1.

## Типовые монолитные обделки двухполосных автодорожных тоннелей

Таблица 1.1

Показатели	Типы обделок	
	I	II
Коэффициент $f$ крепости пород	6	3—5
Несущая способность по образованию трещин замке, тс/м <sup>3</sup>	6,5	10,8
Объем 1 пог. м выработки, м <sup>3</sup>	65,7	80,0
Объем бетона (марки 200) на 1 пог. м обделки тоннеля, м <sup>3</sup>	8,9	18,3

В породах с коэффициентом крепости, равным 1—2,5, применение подковообразной обделки большого пролета нецелесообразно. Поэтому типовая обделка для этого случая имеет круговое очертание и ее собирают из железобетонных элементов.

Проезжую часть тоннеля выполняют из бетона толщиной 150 мм, основанием для которого служит порода, полученная при проходке.

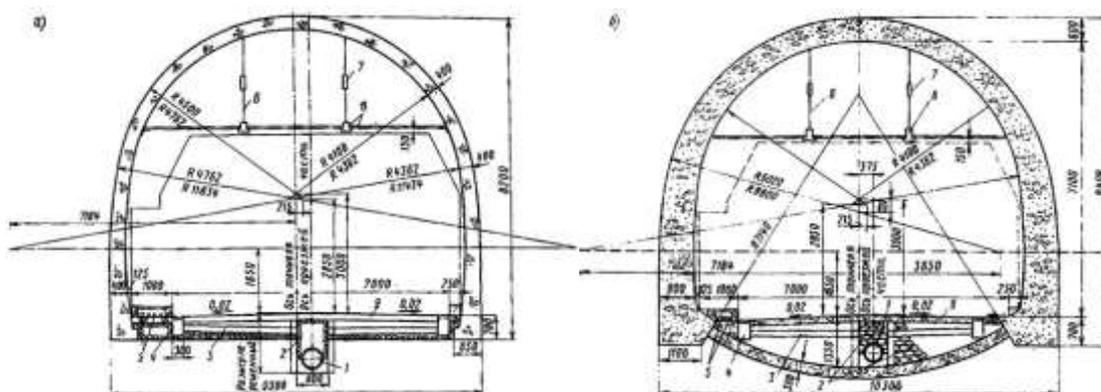


Рис.1.5. Обделки автодорожных тоннелей:

- 1 — керамическая перфорированная труба диаметром 500 мм; 2 — каменная наброска; 3 — чугунная труба диаметром 150 мм; 4 — чугунный трап площадью 300×400 мм через 100 м; 5 — коммуникация, проходящие через тоннель; 6 — подвеска диаметром 25 мм; 7 — стяжная муфта; 8 — железобетонное перекрытие вентиляционного канала; 9 — цементобетон слоем 160 мм

Для сброса воды из тоннеля и осушения окружающих пород служит центральный дренаж, располагаемый за пределами сечения.

Кроме тоннельных обделок приведенных типов, возможны также и другие конструкции. Обделка, имеющая перелом в месте пересечения осей верхнего свода и вертикальных стен (рис. 1.6), удобна в производственном отношении: свод с примыкающими к нему верхними участками стен бетонируют в первую очередь с опиранием на пол калотты.

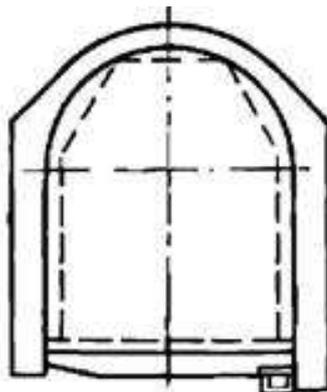


Рис. 1.6. Обделка с примыканием свода к стенам под углом

На косогорных участках тоннельная обделка находится в условиях одностороннего горного давления, часто достигающего значительной интенсивности (рис. 1.7). Если при этом расстояние от обделки до склона долины невелико или порода не обеспечивает достаточный упругий отпор, конструкцию обделки устраивают несимметричной, причем массивную стену со стороны долины, толщина которой может достигать 2—3 м, рассчитывают как подпорную.

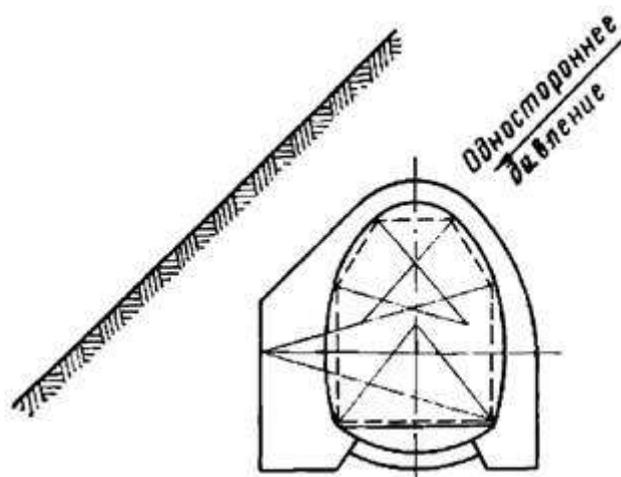


Рис. 1.7. Обделка тоннеля на косогоре

## **I.2. Анализ повреждений автодорожных горных тоннелей при землетрясениях**

Известно, что подземные сооружения как в период строительства, так и в эксплуатационный период являются объектами повышенной опасности для работающего в них персонала. Вызвано это объективным наличием природных и техногенных факторов, опасное сочетание которых предусмотреть, а следовательно, и ликвидировать заранее часто бывает затруднительно. В большинстве случаев прогнозирование возможных нежелательных ситуаций и эффективных мер по их предотвращению или ликвидации должны в максимальной степени учитывать опыт, накопленный мировой практикой [11].

Известно, что транспортные тоннели рассматриваются как капитальные сооружения, рассчитанные на длительный срок эксплуатации (более 100-150 лет).

В течении этого срока они должны удовлетворять требованиям эксплуатационной надежности, обеспечивая безотказность, долговечность, сохраняемость и ремонтпригодность сооружения в целом и его составных частей, т. е. способность сооружения выполнять заданные функции [12-14].

Практика показывает, что в первые 5-10 лет эксплуатации тоннелей обычно никаких серьезных повреждений конструкций и эксплуата-

ционного оборудования не возникает. Через 15-25 лет наблюдаются некоторые дефекты. По прошествии 50-70 лет отмечаются повреждения, являющиеся следствием неудачного проектирования и строительства, нарастает старение материалов конструкций тоннеля, изменения в окружающем его грунте.

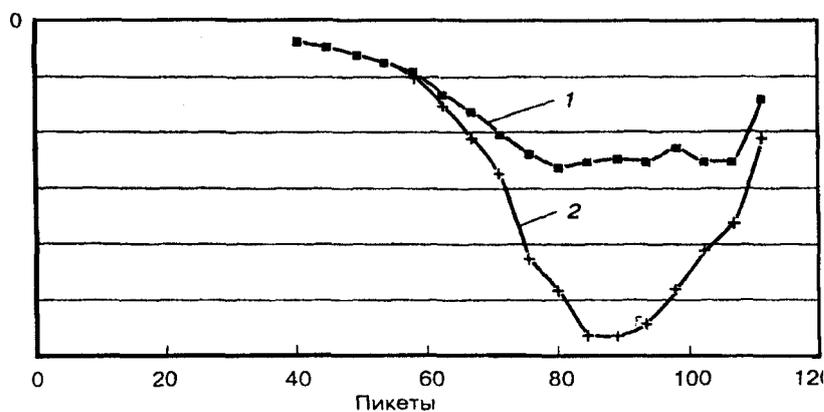


Рис. 1.8. Осадка тоннеля в зоне "размыва":  
1 - за год до закрытия движения; 2 - на момент закрытия движения

Однако серьезные нарушения эксплуатационной надежности тоннелей могут произойти практически в любое время вследствие стихийных природных явлений, несоблюдения условий безопасной эксплуатации, дефектов конструкций и эксплуатационного оборудования, а также несвоевременного проведения осмотров и ремонтов сооружения. Аварии в эксплуатируемых тоннелях, вызванные внезапным общим или частичным повреждением конструкций и оборудования, часто приводят к длительному прекращению функционирования тоннеля, вызывают экономические убытки, а в некоторых случаях травматизм и гибель людей.

Серьезные повреждения, связанные с затоплением тоннельных выработок, происходили в процессе строительства и эксплуатации перегонных тоннелей между станциями "Лесная" и "Площадь Мужества" Кировско-Выборгской линии Санкт-Петербургского метрополитена. На участке пересечения тоннелями зоны глубокого размыва шириной около 450 м. во время проходки в 1974 и 1975 гг. наблюдались прорывы плавунных грунтов объемом до 40 тыс. м<sup>3</sup>. Для ликвидации повреждений

применили замораживание грунтов жидким азотом. С 1975 по 1994 г. эксплуатация тоннелей осуществлялась без особых осложнений, однако в 1994 г. были отмечены нарастание осадок тоннелей и выносы песка. В 1995 г. осадки превзошли допустимые пределы, в связи с чем эксплуатация тоннелей была прекращена (рис..1.9) [11]. Предполагаемыми причинами повреждений следует считать повышенную подвижность оттаявшего неустойчивого грунта под динамическим воздействием движущихся поездов метрополитена.

Особую опасность для эксплуатируемых транспортных тоннелей представляют пожары (Лондонский метрополитен, 1987 г. - 30 погибших и уничтоженные помещения станции "Кинг Кросс"; подводные тоннели под заливом в Сан-Франциско, 1979 г. - 1 погибший и 23 раненых; автодорожный тоннель Ниходзака в Японии - 7 погибших и 2 раненых). За 13 лет эксплуатации тоннеля под р. Эльбой в Гамбурге произошло 36 пожаров. Самая крупная катастрофа, связанная с пожаром, произошла в Бакинском метрополитене в октябре 1995 г. Из-за короткого замыкания, вызванного неисправностью тягового двигателя, загорелся состав. Погибли 289 человек, а более 500 получили ожоги и травмы, строящихся тоннелях возможны внезапные обрушения породы в забое, разрушения и деформации крепи (рис.6), прорывы подземных вод и пльвунов, выбросы газов и пр. Каждая авария является неконтролируемой ситуацией и может привести к тяжелым последствиям (тоннель Лечберг, Швейцария, где из-за обрушения породы погибли 25 человек; в подходном тоннеле в Великобритании из-за взрыва метана 16 человек погибли и 30 ранены; в 1979 г. 5 человек погибли в Северомуйском тоннеле из-за внезапного выброса водогрунтовой массы, 3 человека – в Рикотском тоннеле из-за обрушения кровли и т.д.). Аварийные ситуации неоднократно возникали при строительстве тоннелей на БАМе. Так, при проходке мысовых двухпутных тоннелей в сильнотрещиноватых скальных породах буровзрывным способом были зафиксированы значительные вывалы

породы (с высотой купола до 6 м.) в забое. В дальнейшем во избежании возможных вывалов работы велись с применением опережающих экранов из труб. Проходка Северомуйского тоннеля в сложной тектонической и гидрогеологической обстановке сопровождалась рядом прорывов подземных вод с выносом дезинтегрированных масс, объем которых достигал нескольких тысяч кубических метров в час. Прорывы происходили как в момент вскрытия забоем зон разломов, так и после их проходки, а также во время прохождения таких зон.

Причиной аварийных ситуаций на начальном этапе строительства Северомуйского тоннеля явились отсутствие опыта и оборудования для проведения специальных работ, а так же воздействие землетрясений на обводненный дезинтегрированный до песка и глины массив. Отдельные разрушения, связанные с обрушением породы и разрушением крепи, имели место при проходке Лысогорского железнодорожного тоннеля на линии Краснодар - Туапсе, Дилижанского железнодорожного тоннеля на линии Иджеван - Раздан, перегонных тоннелей Санкт-Петербургского, Минского и Днепропетровского метрополитенов, котлованов станций мелкого заложения метрополитенов в Нижнем Новгороде и Екатеринбурге. Тяжелые повреждения, вызванные затоплением выработок и значительно удлинившиеся сроки строительства, произошли при сооружении крупных подводных тоннелей "Сейкон" в Японии и под проливом Большой Бельт в Дании [12]. Частота разрушений в тоннелестроении и тяжесть несчастных случаев выше, чем в других отраслях строительства, что обусловлено спецификой подземных работ.

При проходке 120 км. железнодорожных тоннелей в Германии на каждые 10 км. приходилась одна авария, связанная с обрушением породы из-за сложных инженерно-геологических условий, на ликвидацию последствий каждой из которых расходовалось около 1 % стоимости тоннеля.

В последние десятилетия наблюдается некоторое уменьшение количества несчастных случаев, что объясняется усовершенствованием нормативной базы, техники и технологии проектирования и строительства, ужесточением требований охраны труда, более тщательным проведением геотехнических изысканий.

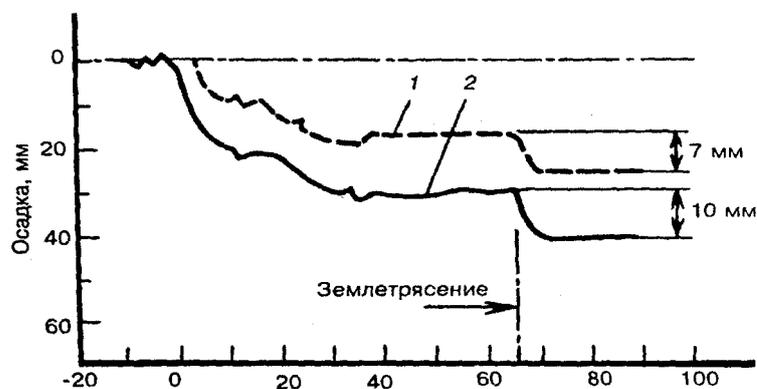


Рис. 1.9. Изменения осадок во времени при землетрясениях:  
1 - в кровле тоннеля; 2 - на поверхности земли.

Однако, несмотря на значительный прогресс, современная техника не располагает абсолютно безопасными способами строительства тоннелей, методами и средствами прогнозирования возможных аварий, обусловленных многочисленными и разнообразными факторами, в том числе стихийными. Влияние землетрясений на подземные сооружения свидетельствуют о том, что практически при каждом землетрясении сооружения получают различного рода разрушения и повреждения (рис.1.10) [12]. При разработке теории сейсмостойкости инженерных сооружений и норм их проектирования и строительства одним из основных источников информации о сейсмическом эффекте являются результаты обследования последствий землетрясений.

На конструкции, возводимые в сейсмических районах, в основном воздействуют нагрузки, подчиняющиеся случайным закономерностям, в связи с чем задача определения эффекта такого воздействия численными и экспериментальными методами чрезвычайно сложна. Поэтому трудно переоценить значение инженерного анализа последствий землетрясений,

который позволяет установить типичные повреждения подземных конструкций, выявить их слабые места, произвести сравнительную оценку сейсмостойкости тоннелей различного конструктивного выполнения.

В отечественной и зарубежной литературе опубликовано много сведений о поведении подземных конструкций во время землетрясений, порой весьма противоречивых. Известны случаи, когда находившиеся под землей рабочие узнавали о происшедших землетрясениях только поднявшись на поверхность [9, 12]. Зафиксированы и другие случаи, когда тоннели в скальных грунтах оказывались полностью разрушенными [13, 14]. По зарубежным литературным источникам, только в XX в. многие тоннели во время землетрясений, а также транспортные тоннели, которые попадали в район эпицентра сильного землетрясения, всегда получали повреждения различной степени (табл. 1.2).

Имеющиеся в литературе данные о поведении подземных сооружений неравноценны по полноте описания, однако их систематизация позволяет понять причины разрушений и дает возможность определить качественную, а в отдельных случаях и количественную сторону воздействия землетрясения на подземные сооружения. Фактические данные о поведении подземных сооружений позволяют выявить типичные повреждения конструкций, их взаимодействие с грунтом при колебаниях, установить относительную сейсмостойкость и слабые места в обделках различных типов, учесть качество строительных работ, разработать общие рекомендации и конструктивные антисейсмические мероприятия. Правильная оценка последствий землетрясения важна также и в экономическом плане.

Повреждения в тоннелях при землетрясениях

Место и время землетрясения	Магнитуда	Общее число тоннелей, получивших повреждения	Назначение тоннелей
Сан-Франциско (Калифорния, США), 18.04.1906 г.	8,3	2	Гидротехнический, железнодорожный
Канто (Япония), 01.09.1923 г.	8,2	150	Железнодорожные, автодорожные, пешеходные
Полуостров Идзу (Япония), 26.11.1930 г.	7,1	1	Железнодорожный
Анды (Центральный район Чили), 06.04.1943 г.	8,3	10	Железнодорожные, автодорожные
Фукуи (Япония), 28.06.1948 г.	7,3	1	Автодорожный
Южная Калифорния (США), 21.07.1952 г. и 22.08.1952 г.	7,7; 5,8	5	Железнодорожные
Анкоридж (Аляска, США), 27.03.1964 г.	8,4	11	То же

а)

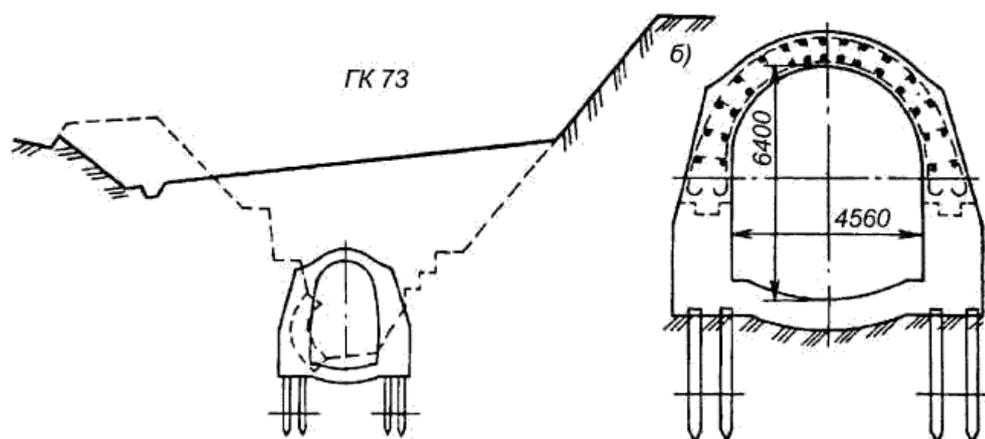


Рис. 1.10. Схемы тоннеля Токэ:

а — схема засыпки после восстановления (штриховой линией показан обвал); б — схема восстановления

Недооценка последствий землетрясения может привести к значительным капиталовложениям на восстановление разрушенных

тоннелей, а переоценка возможных разрушений подземных сооружений вызывает неоправданные затраты при возведении этих конструкций. На тоннеле Токэ линии Босо обвал произошел на участке длиной около 70 м, при глубине заложения около 20 м. Работы по восстановлению вели через четыре ствола сечением 2,5х2,5 м с деревянной прямоугольной крепью. После расчистки завала выставили кружала и возвели новый кирпичный свод, затем провели забутовку обрушенного объема грунтом через ствол.

Тоннель Намуя длиной 729 м был построен за 5 лет до землетрясения. Трасса тоннеля (рис.1.11) проходит по невысоким холмам, расположенным вдоль морского побережья, средние участки трассы во многих местах пересекают орошаемые поля, несущие много воды. Грунты, в которых проложен тоннель, представлены третичными отложениями — туфитами и туфогенными сланцами.

Глубина тоннеля на значительном протяжении 9-15 м и лишь на западном участке доходит до 90-150 м. Поперечное сечение тоннеля подковообразное размером в свету 4,9х6,1 м отдельных частей обделки достигло 60 см на расстоянии 350 м от одного из порталов в месте, где происходит резкая смена горных пород и глубины заложения тоннеля. Смещение тоннеля в плане объясняется как оползневыми явлениями (спол-

Повреждения в тоннелях особенно после сильных землетрясений в США (Калифорния, 1906 и 1952 гг.), Японии (Канто, 1923 г., Идзу, 1930 г.) и некоторых других странах, достаточно полно описаны в литературе.

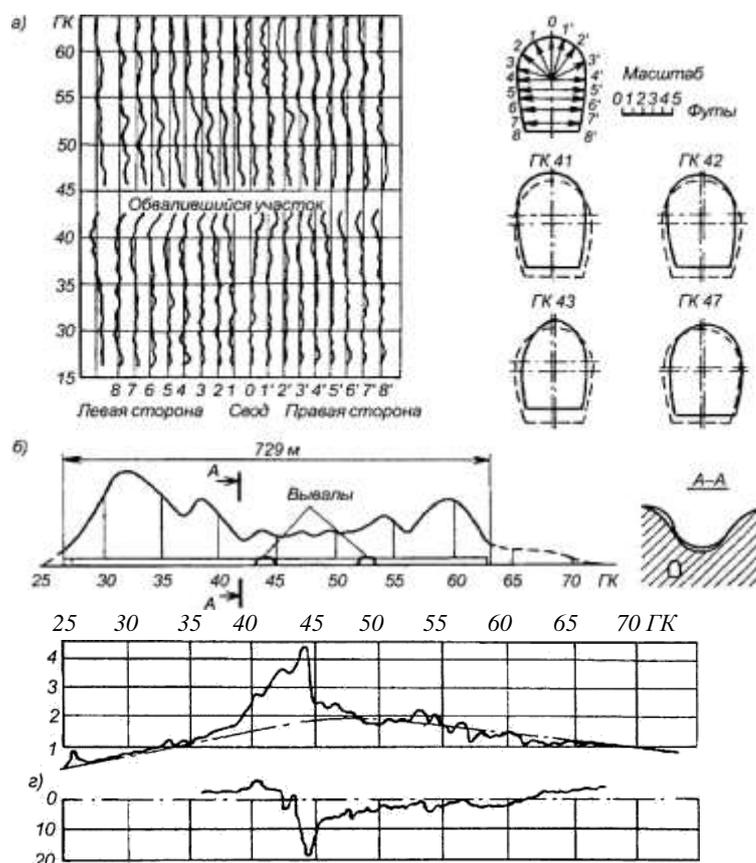


Рис. 1.11. Деформации тоннеля Намуя:

а — развертка обделки и сечения тоннеля в зоне обвала; б — продольный профиль; в — схема смещения оси тоннеля в профиле; г — то же в плане

Учёные Dowding С.Н. и Rozen А. классифицировали повреждения, основываясь на форме сейсмических воздействий [14]. Ими отмечено, что повреждения тоннелей, проявляются вследствие одной причины или комбинации следующих причин: повреждения, вызванные разрушениями окружающего грунта, такими как разжижение или оползни в тоннельных порталах; повреждения от смещения в зоне разлома; овреждения из-за колебаний грунта, возникающих при распространении сейсмических волн.

Известно, что наибольшую опасность для тоннельных конструкций представляют большие смещения грунтовых массивов, возникающих вследствие неустойчивости грунтовых условий (например, разжижение, оползни) или смещений грунта по разломам (рис.1.12).

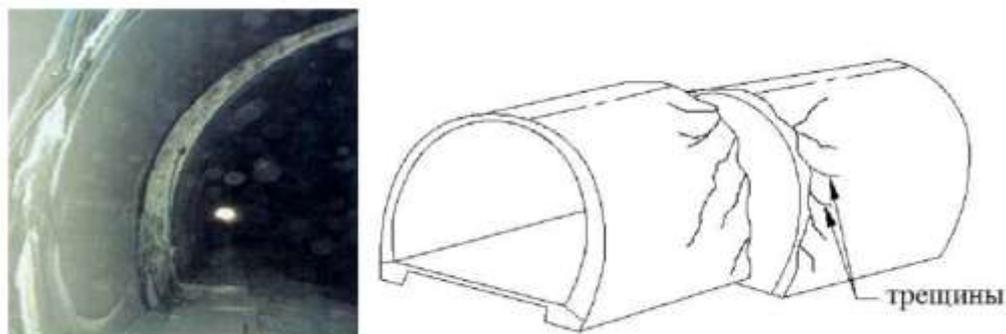


Рис. 1.12 Разрушение тоннеля при сдвиге грунта в зоне разлома

При обрушении откосов во время землетрясения, тоннели могут быть повреждены (рис. 1.13). Усиление сейсмических волн происходит из-за отражения от свободной поверхности склонов, что приводит к разрушениям. Причём тоннели в данном случае являются концентраторами напряжений.

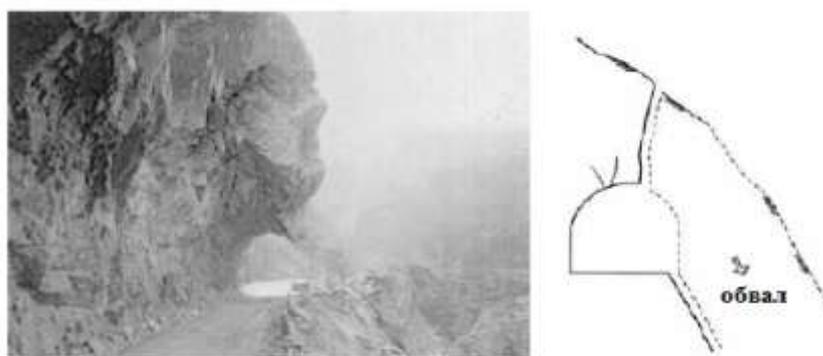


Рис. 1.13. Вид повреждения - обрушение откоса вызвало разрушение тоннеля

Продольные трещины в сводах тоннелей и трещины в стенах тоннельных обделок, направленные вдоль оси тоннелей, возникают при распространении поперечных волн под углом 450 градусов к оси тоннеля и при воздействии продольных волн вдоль оси тоннеля. В некоторых случаях такие воздействия вызывают разрушения сводов тоннелей (рис. 1.14).

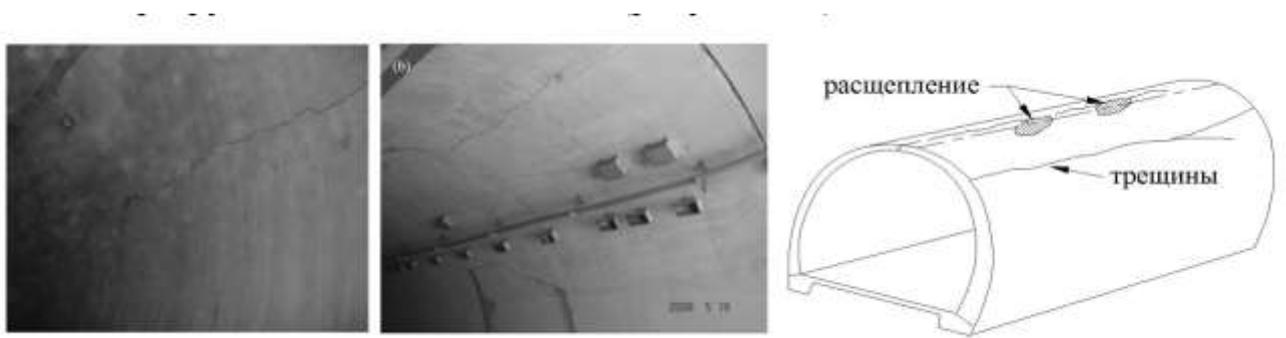


Рис. 1.14. Вид повреждения - продольные трещины

Поперечные трещины возникают в том случае, когда в тоннельной обделке отсутствуют или недостаточно прочные продольные связи между кольцами (рис. 1.15).



Рис. 1.15. Вид повреждений - поперечные трещины

### **I.3. Анализ существующих общих методов расчета тоннелей глубокого заложения на сейсмические воздействия**

История развития методов решения задач механики подземных сооружений насчитывающая уже более столетия, начиная с простейших схем равновесия жестких клиньев, которыми аппроксимировалась обделка сводов [8-16], включает ряд характерных этапов [9]. При этом существенно различными темпами развивались решения двух основных подходов к расчету тоннельных обделок.

Первый подход - это имеющий значительно более давнюю историю, объектом непосредственного исследования является конструкция обделки, которая представляется в пространстве в виде цилиндрической, призматической оболочки, а в плоскости в виде

стержневой аппроксимации. Во втором подходе рассматривается совместность перемещений обделок тоннелей с окружающим массивом и решается контактная задача теории упругости или пластичности.

Начальным этапом в развитии теории расчёта подземных конструкций было появление способов расчета их, основанных на учете воздействия окружающего грунта исключительно как нагрузки, пренебрегая влиянием его как упругой среды. Монолитная каменная или бетонная обделка рассматривалась как упругий свод, находящийся под воздействием только активного давления грунта; реакция породы при этом не учитывалась. Дальнейшее развитие теория подземных конструкций получила в работах О. Коммереля, С. Н. Розанова и Б. Хьюита. Новое здесь заключалось в учете влияния грунта как среды, помогающей в работе конструкции, а именно, в учете реактивного воздействия породы по боковым плоскостям обделки [16].

Расчетная схема монолитной конструкции предусматривала раздельное рассмотрение свода и стен без учета влияния их совместных деформаций. Свод рассчитывался как бесшарнирный на неподвижных опорах. Вне зависимости от характеристик конструкции и грунта, стенки обделки рассматривались как жесткие и неподвижные, что снижало достоверность расчета не в запас прочности. Способы О. Коммереля, С. Н. Розанова и Б. Хьюита переоценивали влияние поддерживающих сил реактивного воздействия грунта и тем самым приводили к недостаточно надежным результатам. В целях компенсации указанных допущений при расчете обделок повышали значения коэффициента запаса прочности конструкции, принимая его равным 4 и более; проектирование подземных конструкций вели, главным образом, копируя построенные ранее сооружения, что в конечном счете значительно увеличивало стоимость строительства. Дальнейшее развитие теория расчёта подземных конструкций получила в работах ученых и инженеров, решивших задачу о расчете обделки как упругой системы в упругой среде.

Первое предположение о расчете монолитной подземной конструкции как единой статически неопределимой системы было сделано С. С. Давыдовым в 1934-1935 гг. [14-16]. В основу решения было положено допущение, что упругая среда подчиняется линейной зависимости между напряжениями и осадками, т. е. гипотезе Винклера. Обделка рассматривалась как конструкция с гибким сводом и абсолютно жесткими стенами. На своде предполагалось отсутствие упругого отпора. Задача была решена для общего случая расположения обделки в разнородном грунте.

Для облегчения расчета разными авторами: А. М. Новиковым, К. А. Вахуркиным, В. С. Эристовым, Л. И. Гореликом, Г. К. Клейном, М. Шпрэнгелом, М. Друкером и другими был разработан ряд так называемых приближенных методов расчета обделок, которые основывались на априорном задании вида эпюр упругого отпора. При определении отпора пород все авторы приближенных методик исходили из гипотезы Винклера, а максимальные ординаты эпюр отпора определялись из условия совместности деформаций обделки и пород в точке, лежащей на горизонтальном диаметре. Наибольшее распространение получил предложенный О. Е. Бугаевой метод расчета тоннельных обделок, основанный на представлении эпюры упругого отпора в виде плавной кривой заданного очертания [3-16]. Отпор учитывался на той части контура обделки, которая при деформации получает перемещения в сторону породы, величина отпора в любой точке принималась пропорциональной перемещению в этой точке и направленной перпендикулярно к поверхности обделки. На всем участке действия сил отпора учитывались также силы трения.

Эпюра отпора определялась тремя точками: двумя нулевыми и точкой с максимальной ординатой. Нижняя нулевая точка принималась в пяте свода, так как пяты подъемистых сводов, согласно общепринятой гипотезе, горизонтальных смещений не получают. Верхняя нулевая точка

принималась по опыту проектирования лежащей в сечении, наклоненном под углом 45 либо, для обделок очертания верхней части которых сильно отличается от полуциркульного, в сечении, где пролет в свету составляет 0,7 от максимального пролета. Обделка рассчитывалась как свод с упруго заделанными пятами по методу сил. Задача о расчете круговой обделки как кольца в упругой среде, подчиняющейся гипотезе Винклера, была решена инженерами Мосметростройпроекта Б. П. Бодровым, Л. И. Гореликом, С. Г. Полярковым, Б. Ф. Матэри и В. М. Разнощиком (рис.1.16). В работах [10] реакция упругого основания принималась пропорциональной радиальным деформациям точек контура обделки, выражаемым посредством тригонометрического ряда. Задача решалась методом последовательных приближений, пока все участки, где вычислялась упругая энергия породы, не совпадут с зонами действия сжимающего упругого отпора. По полученным перемещениям определялись усилия в обделке.

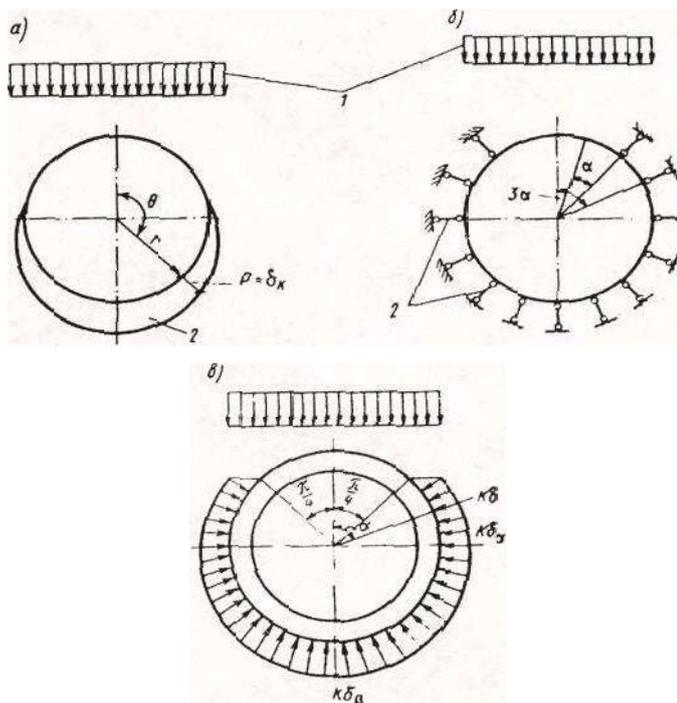


Рис. 1.16. Приближённые расчётные схемы

Наибольшее распространение и практическое применение как в нашей стране, так и за рубежом нашёл метод расчета Б. П. Бодрова и Б. Ф. Матэри [13-22], позволяющий рассчитывать обделки произвольного

очертания. Для упрощения решения ось обделки заменяется стержневым многоугольником, причем внешние нагрузки и упругие реакции предполагаются сосредоточенными в его вершинах. Н. Н. Шапошников предложил применять способ Метрогипротранса в форме метода перемещений [37]. При этом количество неизвестных возрастает, примерно, в три раза, но существенно стандартизируется алгоритм расчета, что облегчает составление программ для ЭВМ. Для облегчения построения матриц реакций упругие опоры полагаются расположенными перпендикулярно стержням, т. е. в каждом узле по две опоры (рис.1.17).

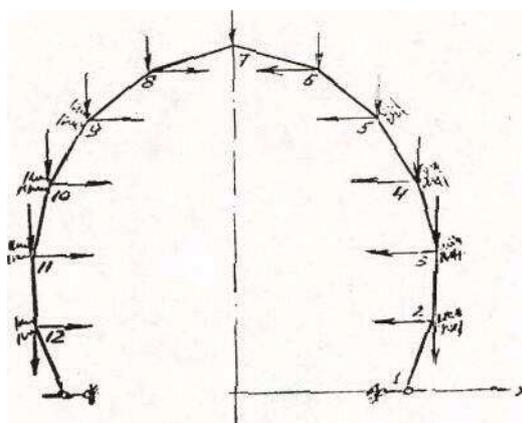


Рис 1.17. Расчетная схема обделки по методу перемещений

С. С. Давыдов разработал и изложил в монографии [36] метод расчета подземных конструкций, в котором отказался от применения гипотезы Винклера, воспользовавшись решениями теории упругости. По этой методике подземная конструкция рассматривается как упругая статически неопределимая система, на которую оказывает воздействие грунт и как нагрузка и как упругая среда (рис.1.18). Отпор породы при расчете монолитных конструкций учитывается только в пределах стены, которая рассматривается или жесткой или упругой. Воздействие породы на стенку учитывается системой стерженьков, связанных с упругим слоем, по аналогии со способом расчета балок на упругом основании, предложенным Б. Н. Жемочкиным. Количество стерженьков изменяется в зависимости от требуемой точности расчета и обычно равняется пяти. Расчет конструкции

по методике С. С. Давыдова производился смешанным методом в точке "А" вводились добавочные связи, препятствующие повороту и вертикальному смещению. Таким образом, учитывалась только величина равнодействующей сил трения, пренебрегая характером их распределения.

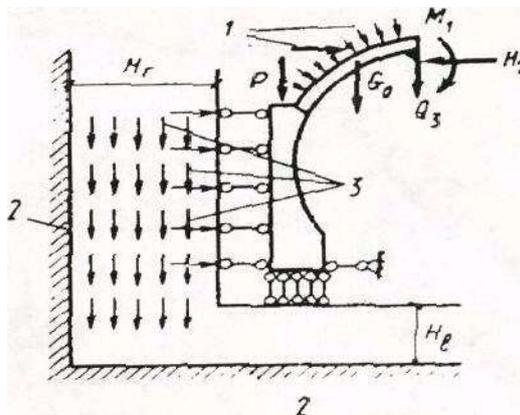


Рис. 1.18. Расчетная схема и основная система тоннельной обделки по методике С. С. Давыдова

На основании анализа величин контактных напряжений между обделкой и породой, замеренных в натуральных условиях, Н. С. Булычев предложил экспериментально-теоретический метод расчета тоннельных обделок [18-20]. При неуравновешенности системы нормальных контактных напряжений касательные напряжения являются следствием и своеобразной реакцией пород на неравномерность радиальных нагрузок. Для их определения использовалась схема Метрогипротранса, в которой опоры (жесткие или упругие) поставлены по касательной к обделке, а в качестве нагрузки используются замеренные величины нормальных контактных напряжений.

С началом широкого внедрения в расчетную практику ЭВМ методика Метрогипротранса стала развиваться. Оказалось возможным уточнения условий контакта на основе введения в рассмотрение упругих стержней, моделирующие отпорные свойства массива [22]. В настоящее время разработаны и эксплуатируются большое количество программ для ПЭВМ, реализующих различные модификации методики Метрогипротранса. К сожалению все описанные методы расчета

основываются на гипотезе Винклера, которая имеет существенные недостатки, связанные с не учетом распределительной способности породного массива (грунта) и с неопределенностью величины коэффициента упругого отпора, который не является физико-механической константой грунта, а зависит от множества факторов, например, от площади опирания и интенсивности нагрузки. При расчете замкнутой монолитной выработки некругового сечения рассматривается плоская контактная задача теории упругости о равновесии кольца произвольной формы с одной осью симметрии, подкрепляющего вырез в упругой весомой полуплоскости. Постановка и решение задачи принадлежат Н. Н. Фотиевой, К. В. Руппенейт на основе предположения о гидростатическом бытовом напряженном состоянии массива рассмотрел осесимметричную задачу взаимодействия горного массива с кольцевой обделкой. Согласно теории К. В. Руппенейта при проведении выработки в окрестности ее в окружающем породном массиве происходит перераспределение напряжений, точки контура выработки получают упругие смещения внутрь выработки.

Поскольку горные породы имеют ограниченную прочность, в местах концентрации напряжений начинают развиваться неупругие деформации, охватывающие некоторую область.

Интересные результаты по расчету на сейсмостойкость тоннелей глубокого заложения получены Н. Н. Фотиевой, Н. С. Булычевым [19] и др. на основе рассмотрения квазистатических задач теории упругости для среды, ослабленной неподкрепленными или подкрепленными отверстиями, испытывающей не бесконечности двухосное сжатие или чистый сдвиг, моделирующие соответственно действию длинных (более, чем в 3 раза превосходящих размеры отверстий) продольных и поперечных волн произвольного направления.

Нагрузки на обделку определяют отдельно для вертикального и горизонтального направлений сейсмических воздействий:

а) горизонтальную и вертикальную составляющие сейсмической нагрузки от собственного веса обделки вычисляют по формуле

$$S_k = Q_k k_c \quad (1.1)$$

где  $Q$  - вес элемента обделки, отнесенный к точке  $k$ ;

б) интенсивность горизонтального инерционного давления грунта на обделку в пределах высоты стены обделки определяют по формуле

$$P_{a(y)} = p_y k_c \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (1.2)$$

где  $p_y$  - активное давление грунта, кгс/см<sup>2</sup>;

и) горизонтальную составляющую инерционной массы грунта засыпки над тоннелем в пределах пролета выработки, приложенную к верхней части обделки, определяют по формуле

$$P_c = g H l f, \quad (1.3)$$

где  $l$  - ширина выработки, м;

$H$  - расстояние от дневной поверхности, м;

$f$  - коэффициент трения грунта по обделке.

г) интенсивность вертикальной составляющей  $q_c^{\text{серт}}$  определяют по формулам

$$q_c^{\text{серт}} = \gamma H k_c \quad (\text{от веса полного столба } H_{\text{грунта}} \text{ над тоннелем)}$$

или

$$q_c^{\text{серт}} = \gamma_1 k_c \quad (\text{при возможности сводообразования, где } h_1 \text{ - высота свода}).$$

Производится раздельное суммирование горизонтальных сил от собственного веса и инерционных масс грунта (первое сочетание) и вертикальных нагрузок от собственного веса и инерционных масс грунта (второе сочетание), выполняется два статических расчета по первому и второму сочетанию и проверяется прочность сечений обделки.

Исследования, проведенные Ш. И. Айталиевым, Ж. К. Масановым и других учёных [7, 17, 18, 22, 24, 38-40] также посвящены изучению

квазистатической работы тоннельной обделки при сейсмических воздействиях с учетом анизотропии массива и дифракции волн.

В развитии динамических методов расчета подземных сооружений взаимодействующих с грунтом большую роль сыграли труды А. А. Ишанходжаева [24-32] и др.

#### **I.4. Выводы по главе I**

Обзор литературы и анализ работ посвященным проектированию и строительству тоннелей показал, что наиболее широко распространенным классом являются железобетонные подковообразные, круглые и прямоугольные тоннели. До недавних пор проблемам эксплуатации и мониторинга тоннелей уделялось мало внимания. Это привело к тому, что в тоннелях развивались повреждения, которые приводили к аварийным и предаварийным ситуациям. В результате чего разрушалась, и повреждалась целостность вышележащего земляного грунта.

Проведенный анализ состояния элементов тоннельных сооружений, показал наличие повреждений не только силового (трещины, сколы и т. д.), но и коррозионного характера (шелушение бетона, растрескивание и т. д.). Ухудшение свойств материалов во времени носит, как правило, необратимый характер и зависит от условий деформирования, характера воздействия среды, ее состава и других факторов.

Существующая методика расчета железобетонных тоннелей опирается в основном на нормативные методологии 50-60 годов давности, где используются сильно упрощенные особенности поведения материалов и практически без учета воздействия грунтовой среды. Не учитывается реальные условия эксплуатации, оказывающие влияние на напряженно-деформированное состояние и долговечность тоннелей.

Следует подчеркнуть, что в основном горные тоннели относятся к тоннельным сооружениям глубокого заложения, глубина которых превышает диаметр обделки не менее чем в 3 раза.

В связи с этим методы предназначенные для расчета обделок тоннелей мелкого заложения (глубина заложения тоннеля превосходит наибольший размер его поперечного сечения менее, чем в 3 раза), не приемлемы в таких случаях.

При прохождении в горном массиве сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига, распространяющихся от очага землетрясения, в каждом элементе грунта, помимо естественного напряженного состояния, формируются сейсмические напряжения. В местах контакта грунта с контуром обделки тоннеля (или другим препятствием) при прохождении плоской сейсмической волны возникает концентрация сейсмических напряжений, являющихся дополнительной сейсмической контактной нагрузкой. Важной задачей является оценка напряженного состояния обделки автодорожного тоннеля от действия длинной волны сжатия-растяжения и волны сдвига, задаваемыми напряжениями на бесконечности. Последовательный анализ, происходящих при этом физических процессов, позволяет в достаточно полной мере определить основные закономерности взаимодействия обделки тоннелей совместно с вмещающим грунтовым массивом, а также разработать рекомендации по конструированию элементов с учетом всех особенностей работы тоннелей в горных условиях.

Целью диссертационной работы является изучение состояния автодорожных тоннелей и исследование их напряжённо-деформированного состояния с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

При этом представляется выполнить следующие задачи:

- анализ условий работы и изменений напряженно-деформированного состояния элементов горных тоннелей при воздействии сейсмических волн;

- разработка моделей деформирования конструкций горных тоннелей с использованием методов строительной механики и механики грунтов при сейсмических воздействиях;

- разработка методик расчета конструкций автодорожных горных тоннелей (подковообразных, сводчатых) с учетом с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига, проведение численных расчетов и исследование влияния грунтовой среды на изменение несущей способности и работоспособности элементов конструкций.

## Глава II. МЕТОДИКА РАСЧЕТА НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ АВТОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЕЙ, СООРУЖАЕМЫХ В ГОРНЫХ РАЙОНАХ

### II.1. Постановка задачи и разработка математической модели расчета автомобильного тоннеля при сейсмических воздействиях

Тоннель может испытывать три вида деформации при сейсмическом воздействии: продольные деформации (сжатия и растяжения), изгибные деформации и деформации сдвига. Поведения тоннелей зависят от параметров землетрясения, характера деформаций массива грунта около тоннеля и особенностей конструкции тоннельной обделки. В зависимости от соотношения жёсткости тоннельной обделки и массива грунта тоннель будет либо деформироваться вместе с массивом грунта, либо сопротивляться деформациям.

Землетрясениями обычно называют колебания земной поверхности, вызванные внутриземными процессами (рис.2.1). Колебания, вызванные землетрясением, распространяются во все стороны от его очага (гипоцентра) в виде волн напряжений, которые носят название сейсмических волн. В грунте могут распространяться два типа объемных волн, которые при достижении поверхности отражаются и генерируют поверхностные волны [18, 32-40].



Рис.2.1. Воздействия сейсмической волны на подземные сооружения

Проведенные исследования свидетельствуют, что в местах контакта грунта с контуром обделки тоннеля (или другим препятствием) при прохождении плоской сейсмической волны возникает концентрация сейсмических напряжений, являющихся дополнительной сейсмической контактной нагрузкой [18, 19-32].

При постановке задачи расчета автодорожного тоннеля на сейсмические воздействия будем исходить от следующего:

- рассматриваются плоские контактные задачи теории упругости для сооружения, подкрепляющего вырез в упругой среде и работающего в условиях совместности перемещений при следующих граничных условиях: сейсмические волны предполагаются упругими, гармоническими с плоским фронтом распространения, либо нестандартными, с незначительным отличием (по форме) реального импульса от синусоидального.

- плоский фронт волны является простейшим и широко используется для изучения распространения упругих волн в горных породах и массивах. В этой связи более сложные формы волнового поля представляют математически в виде суперпозиций плоских волн, распространяющихся в разных направлениях. Грунтовый массив принимают сплошным, линейно деформируемым, однородным, характеризующимся модулем деформации  $E_0$  и коэффициентом Пуассона  $\nu_0$ .

При рассмотрении грунтового массива как сплошного тела, а также при изучении механических процессов, происходящих в породных массивах, различают два понятия сплошности: физическое, которое подразумевает отсутствие в исследуемой области каких-либо дефектов, и математическое, суть которого состоит в непрерывности поля напряжений и деформаций.

Зернистость структуры грунта, слоистость, трещиноватость нарушают физическую сплошность массива, в результате он оказывается разбит на отдельные слои и блоки. Однако если все эти элементы деформируются

внешне как единое целое, то с известной степенью идеализации такой массив можно рассматривать как сплошную среду в математическом смысле этого понятия.

При рассмотрении грунтового массива как линейно деформированной среды можно отметить, что линейная связь между напряжениями и деформациями у большинства горных пород сохраняется до достижения нагрузками определенной величины. И если в классической механике сплошной среды рассматривают модель идеально упругого тела, то в механике горных пород принимают геомеханическую модель линейно деформируемого грунтового массива, отражающую деформационные свойства различных по структуре пород в определенном диапазоне действующих напряжений.

Обделку рассматриваем в условиях плоской деформации, т.е. в предположении, что длина тоннеля превосходит его поперечные размеры не менее чем в 5 раз и сейсмические волны распространяются в плоскости его поперечного сечения. Эти допущения относятся к тоннельным сооружениям, глубина которых превышает диаметр обделки не менее чем в 2 раза.

Решение задачи теории упругости для тяжелой полуплоскости с круговым отверстием показывает, что влияние прямолинейной грани полуплоскости незначительно сказывается на распределении напряжений вблизи отверстия уже при  $h \geq 2D$ , где  $h$  — расстояние от прямолинейной грани до центра отверстия,  $D$  — диаметр отверстия. При выполнении этого условия допустимая погрешность не превышает 10 % и убывает по мере увеличения расстояния  $h$ . Такой же порядок имеет погрешность при расстоянии между центрами, большими  $2.5D$  ( $h \geq 2D$ ), т.е. в этом случае влияние земной поверхности можно не учитывать.

Таким образом, исследуя механические процессы в массиве грунта вблизи горной выработки, достаточно решить задачу для односвязного контура, т.е. можно рассматривать одиночную заглубленную выработку.

Условимся, чтобы длина сейсмических волн сдвига превосходила диаметр тоннеля не менее чем в 3 раза (например, для скального грунта с модулем деформации  $E_0 = 1 \cdot 10^4$  МПа, объемной массой  $c_0 = 2.5$  т/м<sup>3</sup> и коэффициентом Пуассона  $\nu_0 = 0.25$  при преобладающем периоде колебаний  $T_0 = 0.4$  с, длина упругой волны сдвига составляет 482 м).

Рассмотрим напряженное состояние обделки автодорожного тоннеля глубокого заложения, возникающее под действием сейсмических волн (рис. 2.2).

При этом действия сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига - эти нормальные ( $\sigma_{x'}^{(\infty)}$  и  $\sigma_{y'}^{(\infty)}$ ) и касательные ( $\tau_{x'y'}^{(\infty)}$ ) напряжения, возникающие в массиве на бесконечности по произвольным взаимно-перпендикулярным направлениям  $x'$  и  $y'$ , следует определять на формулам

$$\sigma_{x'}^{(\infty)} = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \kappa_1 T_0; \quad (2.1)$$

$$\sigma_{y'}^{(\infty)} = \frac{\nu_0}{1 - \nu_0} \sigma_{x'}^{(\infty)}; \quad (2.2)$$

$$\tau_{x'y'}^{(\infty)} = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \kappa_2 T_0, \quad (2.3)$$

где  $c_1$  - скорость распространения продольных (сжатия-растяжения) волн, м/с;  $c_2$  - скорость распространения поперечных (сдвиги) волн, м/с;  $T_0$  - преобладающий период колебаний частиц породы, с;  $\nu_0$  - коэффициент Пуассона грунта;  $k_{c1}$  - коэффициент сейсмичности,  $A$  - условное сейсмическое ускорение частиц породы в долях ускорения свободного падения, принимает значение 0,1, 0,2, 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;  $K_I = 0,25$  - коэффициент учитывающий допускаемые повреждения обделок тоннелей [22].

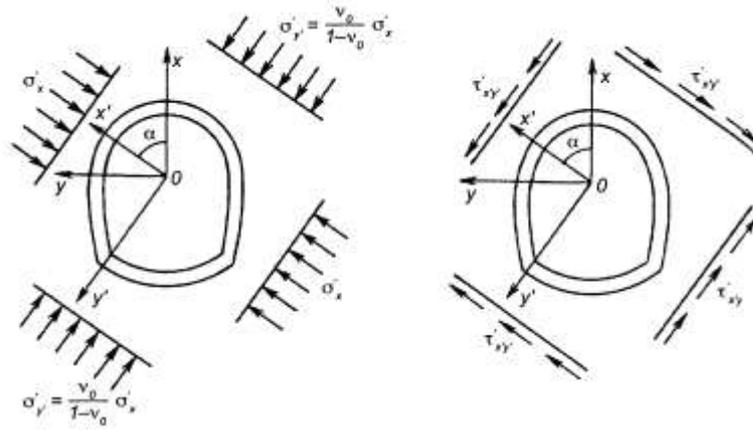


Рис. 2.2. Расчетная схема к определению напряженного состояния обделки от продольных и поперечных сейсмических волн

При расположении тоннеля глубокого заложения в однородных по сейсмической жесткости скальных грунтах при наличии экспериментальных данных возможно уменьшение коэффициента сейсмичности до  $0,5 k_c$  при глубине заложения тоннеля в 100 м и более. Решение данной контактной задачи теории упругости сводится к решению краевой задачи теории упругости, характеризующих соответственно напряженное состояние среды (грунтового массива) и конструкции (тоннельной обделки).

Предположим, что под действием этих сил деформации малы и для них справедливы следующие основные уравнения [8, 10]:

1. Уравнения равновесия (Статические уравнения)

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \bar{X} = 0, \quad \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \bar{Y} = 0 \quad (2.4)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau$$

где  $X$  и  $Y$  - объемные силы. Или в матричной форме

$$A\vec{\sigma} + \vec{P} = 0$$

где  $A = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$ ,  $\vec{\sigma} = [\sigma_x, \sigma_y, \tau]$ ,  $\vec{P} = [\bar{X}, \bar{Y}]$

2. Зависимости между деформациями и перемещениями (Геометрические уравнения)

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}, \quad (2.5)$$

или  $\vec{\varepsilon} = A^T \vec{U}$ , где  $\vec{\varepsilon} = [\varepsilon_x \ \varepsilon_y]^T$ ,  $\vec{U} = [u \ v]^T$

3. Физические уравнения (Закон Гука)

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y), \quad \varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x), \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (2.6)$$

или  $\vec{\varepsilon} = B\vec{\sigma}$

где  $A = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$ ,  $\vec{\sigma} = [\sigma_x \ \sigma_y \ \tau_{xy}]$ ,  $\vec{P} = [\bar{X} \ \bar{Y}]$

где  $B = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix}$

Тогда для уравнения теории упругости с краевыми (граничными) условиями можно записать [8, 21]:

$$\begin{aligned} A\vec{\sigma} + \vec{P} &= 0 \\ \vec{\varepsilon} &= A^T \vec{U} \\ \vec{\varepsilon} &= B\vec{\sigma} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Кинематические граничные условия на контуре  $C_u$

$$\vec{U} = \vec{U}_u \quad (2.8)$$

Статические граничные условия на контуре  $C_\sigma$

$$A_c \vec{\sigma} = \vec{P}_\sigma \quad (2.9)$$

Здесь  $\vec{U}_u, \vec{P}_\sigma$  - вектор заданных перемещений на контуре  $-C_u$  и вектор заданных усилий на  $-C_\sigma$ ,  $A_c$  - матрица направляющих косинусов.

Выразим  $\vec{\sigma}$  из второго и третьего уравнения системы (2.7):

$$\vec{\sigma} = B^{-1} A^T \vec{U}$$

Тогда

$$B^{-1} = D = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Для плоской деформации коэффициент Пуассона  $\nu$  заменяется на  $\frac{\nu}{1-\nu}$ . Подставляя значение  $\vec{\sigma}$  в первое уравнение (2.7) получим следующее дифференциальное уравнение теории упругости в перемещениях в матричной форме:

$$ADA^T \vec{U} + \vec{P} = 0 \quad (2.11)$$

$$\text{или} \quad \begin{cases} (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + P_x = 0 \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v + P_y = 0 \end{cases}, \quad \begin{cases} \nabla = \varepsilon_x + \varepsilon_y = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \\ \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}, \lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \\ \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} - \text{постоянные Ляме} \end{cases}$$

Теперь, для постановки вариационной задачи используем дифференциальное уравнение (2.11) и соответствующие граничные условия (2.8-2.9). Тогда на основе вариационного принципа Лагранжа [21], функционал полной потенциальной энергии  $I$  должен принимать минимальное значение. Считаем, что вектор функция перемещений  $U(x,y)=[u(x,y),v(x,y)]$ , доставляет минимум функционалу полной энергии системы при нагруженном состоянии в виде

$$I = \check{I} + \bar{A} = \iint_{\Omega} F(u, v, \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y}, \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}) dx dy \quad (2.12)$$

при ограничении  $\vec{U} \Big|_{C_u} = \vec{U}_u(x, y)$

Здесь  $\bar{A} = \iint_{\Omega} P_x u + P_y v dx dy$ ,  $\check{I} = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \tau_{xy} \gamma_{xy}) dx dy$ ,

$\bar{A}$  - потенциальная энергия внешних сил,  $\Pi$ - потенциальная энергия внутренних сил. Условие стационарности функционала (2.12), вместе с заданными граничными условиями должно быть эквивалентно прямой постановке задачи. Тогда на основе [27], для квадратичного функционала  $F$  для двумерной задачи можно записать следующее

$$F = \mu \left( \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right) + \frac{\lambda}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + P_x u + P_y v \quad (2.13)$$

Из унимодальности задачи отыскания минимума функционала, подставляя уравнение (2.13) в уравнение Эйлера-Пуассона (2.14):

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial u} - \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial F}{\partial u_x} - \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial F}{\partial u_y} &= 0 \\ \frac{\partial F}{\partial v} - \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial F}{\partial v_x} - \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial F}{\partial v_y} &= 0 \end{aligned} \quad (2.14)$$

на основании [27] можно получить прямую постановку задачи.

Соблюдение такой эквивалентности (вариационной и прямой постановки задач) дает возможность применения вариационного подхода для решения задач методом конечных элементов для расчета тоннелей.

Для получения дискретной модели в области  $\Omega$ , вводим систему кусочно-непрерывных базисных функций  $\{N_m(x, y)\}$  и узловые перемещения  $\vec{Z}_m$  [27, 39, 40]. Эти базисные функции выбираются так, чтобы автоматически удовлетворяли кинематическим граничным условиям задачи на границе  $C_u$  :

$$\vec{U} = \sum_{m=1}^M N_m(x, y) \cdot \vec{Z}_m \text{ или в матричном виде } \vec{U} = N\vec{Z}$$

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & \dots & 0 & N_m \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & N_m & 0 \end{bmatrix}, \quad \vec{Z} = [Z_1, \dots, Z_m] \quad (2.15)$$

где  $m=1, \dots, M$  - число узлов и базисных функций. Тогда [47, 65] удовлетворяя кинематическим граничным условиям, превращая систему в

геометрическую неизменяемую систему, получим следующую систему уравнений в матричном виде:

$$K\vec{Z} = \vec{P} \quad (2.16)$$

## II.2. Методика, алгоритмы расчета и численная их реализация

Создание методики и алгоритмов дает нам:

1. Разработать инструмент для производства расчетов тоннелей различной конфигурации. В результате расчетов определяются внутренние напряжения в обделке тоннеля и напряжения в грунте окружающем обделку.

2. Ставить серийный расчет при разных параметрах тоннеля для изучения поведения конструкции.

Как было получено выше для определения усилий и напряжений использовался метод конечных элементов. Согласно МКЭ, конструкция делится на конечное число элементов. Элементы объединяются через узловые точки. Эта процедура носит название *дискретизации*. В основу МКЭ положены относительно простые математические модели, которые приводят к большим арифметическим вычислениям, требующим для их проведения использования компьютера.

Программы для персональных компьютеров должен обеспечивать в первую очередь выполнение необходимых для проектной организации расчетов напряженно-деформированного состояния. Принятая математическая модель должна достаточно точно описывать реальные свойства объектов. Одновременно, в условиях самостоятельного функционирования программ, необходимо сократить объем исходной информации на входе пакета, представить ее в форме, привычной для инженера-проектировщика.

При решении поставленных задач методом конечных элементов принят следующий порядок анализа:

1) Построение модели с разбиением конструкции на конечное число элементов.

2) Вычисление матриц жёсткости элементов и вектора нагрузки.

3) Построение полной матрицы жёсткости и полного вектора нагрузки.

Второй и третий пункты выполняются параллельно.

4) Решение системы уравнений первой степени относительно смещения узловых точек.

5) Вычисление напряжений и деформаций в элементе.

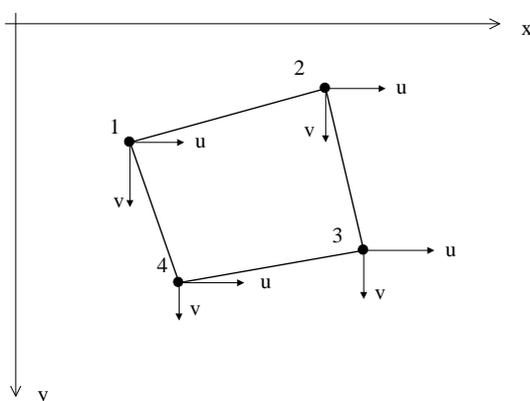


Рис. 2.3. 4-х узловой изопараметрический элемент

В программе расчета обделки и грунтового массива используются 4-х узловые изопараметрические конечные элементы (рис.2.3).

Программа реализована, как «Excel-приложение», т.е. управление всеми расчетными модулями выполняется из таблицы Excel. Выбор такой схемы объясняется следующими причинами:

1. Программы разбивки на конечные элементы, построения матрицы жесткости, решения системы линейных уравнений были разработаны в системе WINDOWS на языке TurboPascal-5.5 в виде отдельных исполняемых файлов. Программа Excel содержит встроенный Visual-Basic

в котором есть команды запуска файлов с диска. Поэтому весь процесс управления решением задачи был реализован в подпрограммах на Бейсике;

2. Excel содержит функции рисования и табличного ввода данных, удобных для инженера;

3. Все графические и числовые результаты выводятся непосредственно в таблицу.

4. Распечатка результатов выполняется функциями встроенными в Excel.

5. По окончании расчета в таблице уже находится вся информация по исходным данным и результатам расчета и поэтому представляет готовый отчет по расчету.

При открытии файла программы на экране компьютера отображается таблица.. В зависимости от размеров приведенных на чертеже и глубины заложения тоннеля, генерируется расчетная сетка конечных элементов.

При нажатии кнопки «ПУСК» на экране появляется меню «ТОННЕЛЬ». Для выполнения расчета необходимо последовательно выполнить все пункты меню, при этом если нет необходимости в построении изолиний напряжений, то этот пункт меню не выполняется. При нажатии пункта меню «Геологическая колонка» в таблице генерируется область с геологическими слоями и нанесенным на нее тоннелем (рис.2.4). По рисунку можно оценить правильность вводимых данных.

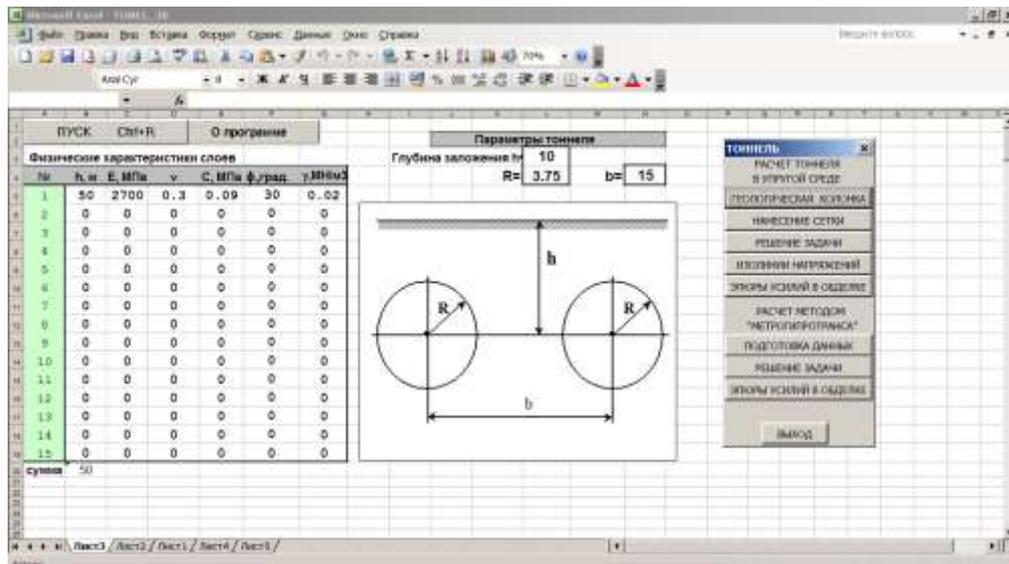


Рис. 2.4. Общий вид системы «тоннель-грунт»

Пункт меню «Нанесение сетки» предназначен для генерации сетки конечных элементов. При нажатии этой кнопки с диска запускаются программы "con1\_ton.exe" – Разбивка на конечные элементы по заданной топологии. Эта программа использует средства вычислительной геометрии, в частности широко используется метод деления кривой на заданное количество частей. Смысл этого подхода заключается в следующем. Задаются две линии (ломанные, кривые), которые делятся на равное количество частей, затем проводятся прямые соединяющие соответствующие точки на этих линиях между собой, которые также делятся на заданное количество частей.

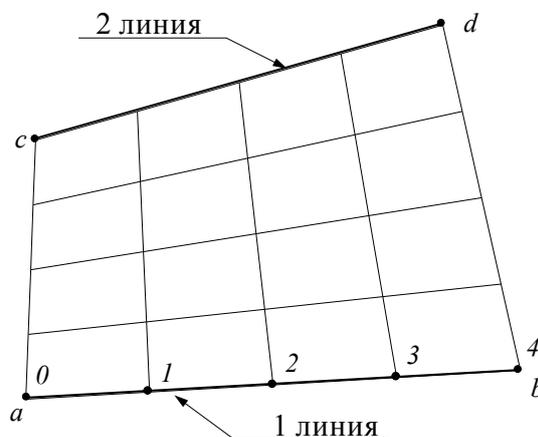


Рис.2.5. Схема деления области на элементы

Например, если отрезок  $[ab]$  (рис.2.5) разделить на 4 части, то координаты  $i$ -ой точки на этом отрезке вычисляются по формуле

$$x_i = x_a \left(1 - \frac{i}{n}\right) + x_b \frac{i}{n}, \quad y_i = y_a \left(1 - \frac{i}{n}\right) + y_b \frac{i}{n} \quad \text{где } i \in \{0,1,2,3,4\}, \quad n = 4$$

Далее для каждого элемента по заданному алгоритму определяются координаты его узлов. Узлы, имеющие одинаковые координаты нумеруются одинаковым номером.

"conl\_t.exe" – нумерация узлов и элементов, учет граничных условий, определение физических характеристик для каждого конечного элемента, задание нагрузки от собственного веса и поверхностных сил. На рис 2.6 приведено разбиение конструкции на конечные элементы. Элементы, которые имеют разные физические характеристики закрашены разными цветами.

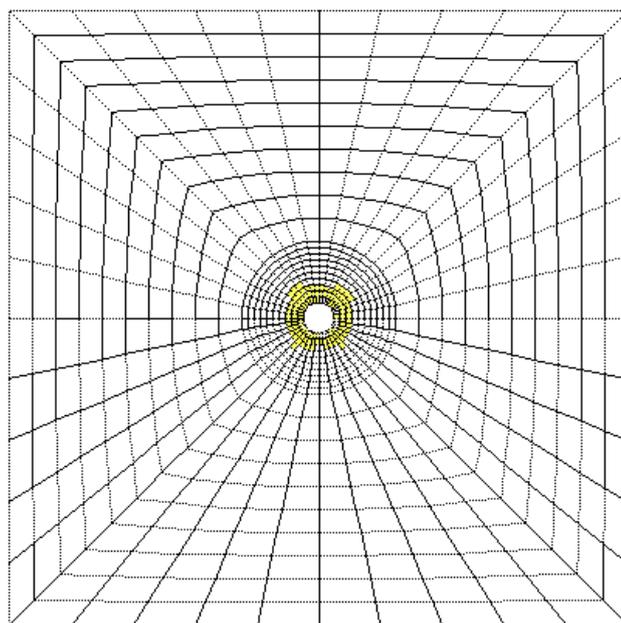


Рис.2.6. Разбивка на конечные элементы

"sorcrd.exe" – эта программа выполняет перенумерацию координат для получения минимальной ширины ленты. Это осуществляется так, чтобы узлы нумеровались последовательно от одного края конструкции до другого, вдоль длинной стороны. Например, в результате произвольной

разбивки получилась следующая схема нумерации узлов (рис.2.7). После перенумерации от левого конца к правому мы получили оптимальную нумерацию для этой расчетной схемы (рис. 2.8).

1	2	11	16	21	51	56	61	66
4	3	12	17	22	52	57	62	67
8	5	13	18	23	53	58	63	68
9	7	14	19	24	54	59	64	69
10	9	15	20	25	55	60	65	70
27	26	28	29	30	71	72	73	74
32	31	39	43	47	75	79	83	87
34	33	40	44	48	76	80	84	88
36	35	41	45	49	77	81	85	89
38	37	42	46	50	78	82	86	90

Рис. 2.7. Нумерация узлов до перенумерации.

1	11	21	31	41	51	61	71	81
2	12	22	32	42	52	62	72	82
3	13	23	33	43	53	63	73	83
4	14	24	34	44	54	64	74	84
5	15	25	35	45	55	65	75	85
6	16	26	36	46	56	66	76	86
7	17	27	37	47	57	67	77	87
8	18	28	38	48	58	68	78	88
9	19	29	39	49	59	69	79	89
10	20	30	40	50	60	70	80	90

Рис. 2.8. Нумерация узлов после перенумерации

"conelp33.exe" – эта программа готовит данные для составления матрицы жесткости и решения системы линейных уравнений.

"sort2.exe" – сортировка конечных элементов. Проводится в связи с тем, что составление матрицы жесткости и прямой ход решения системы уравнений по Гауссу делается одновременно, а поэтому конечные элементы должны стоять так, чтобы в качестве первого узла каждого элемента всегда использовать узел с наименьшим номером, а элементы расположить так, чтобы номера их первых узлов расположились последовательно.

Связь между программами осуществляется через файлы данных.

1. При выполнении пункта «Решение задачи» производится составление матрицы жесткости и решение системы линейных уравнений, определение напряжений в грунте.

2. Пункт «Изолинии напряжений» выполняется при необходимости построения изолиний напряжений  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ .

### II.3. Оценка достоверности разработанного метода расчета тоннелей

Для оценки эффективности и достоверности разработанных методов расчета тоннелей произведены серии сопоставительных расчетов. Результаты расчетов сравнивались с результатами полученными другими авторами, которые использовали различные модели расчета тоннелей.

*Решение задачи Кирша.* Рассмотрим задачу о растяжении тонкой пластины с областью ABCD с круглым отверстием находящаяся под нагрузкой  $P=100$  МПа (рис.2.9, задача Кирша) с физическими характеристиками  $E=2 \cdot 10^5$  МПа,  $\nu=0,3$ ,  $P=100$  МПа. Материал пластины – сплав ХН77ТЮР ( $\sigma_T=570$  МПа, используется при изготовлении болтов и закладных деталей). Для моделирования процесса нагружения были закреплены линия CD по оси X и Y и разбиение осуществлялись изопараметрическими конечными элементами (число конечных элементов - 350, ширина ленты матрицы жесткости – 162).

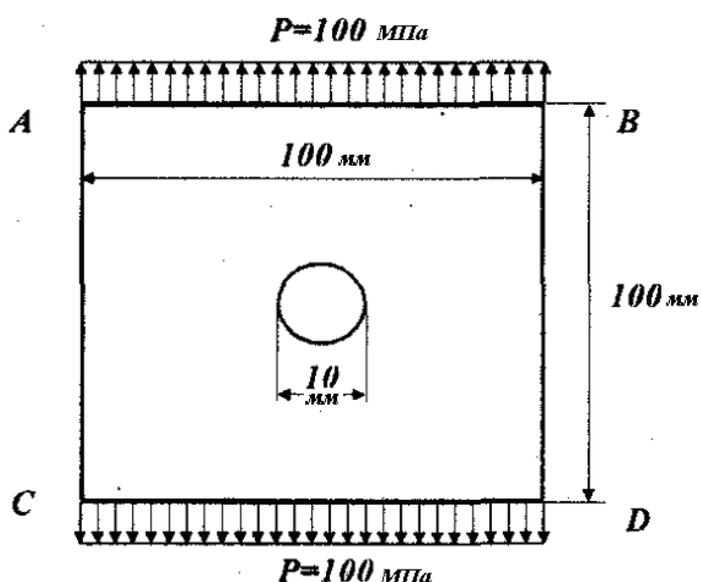


Рис. 2.9. Пластина с круглым отверстием

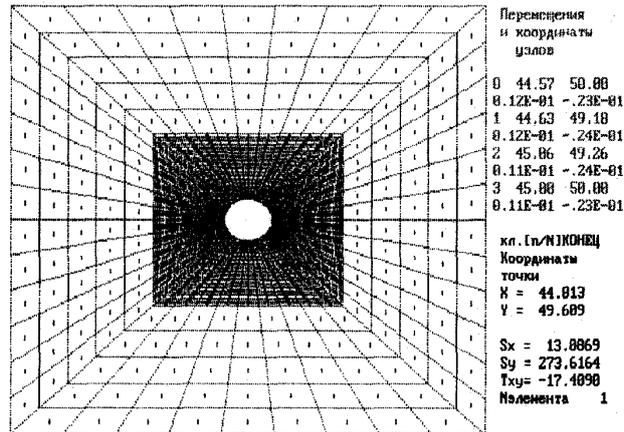
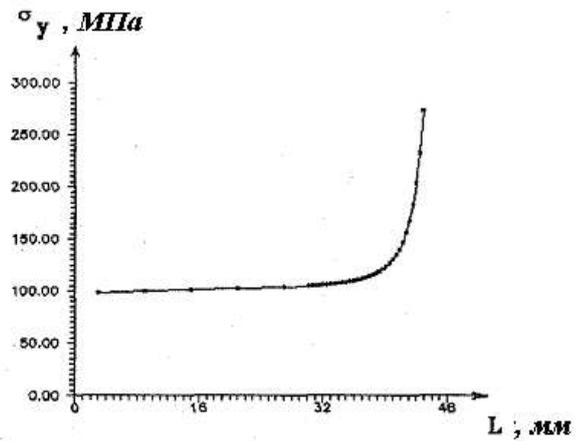
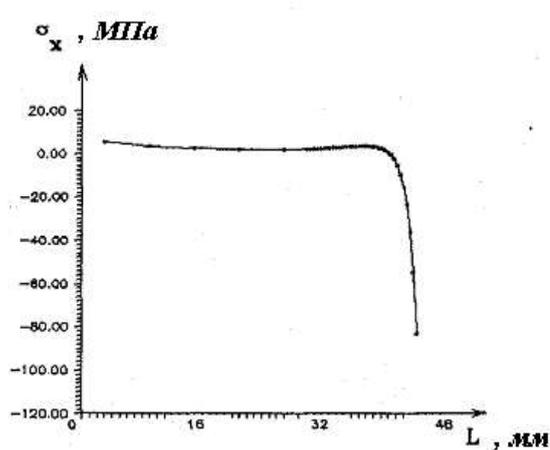


Рис.2.10 .Векторное поле главных напряжений

В процессе расчета пластические свойства материала условно не будем учитывать. Получены напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  и построены векторное поле главных напряжений (в центрах конечных элементов), они практически приближаются с удовлетворительной точностью к аналитическим решениям [18, 19].

а)



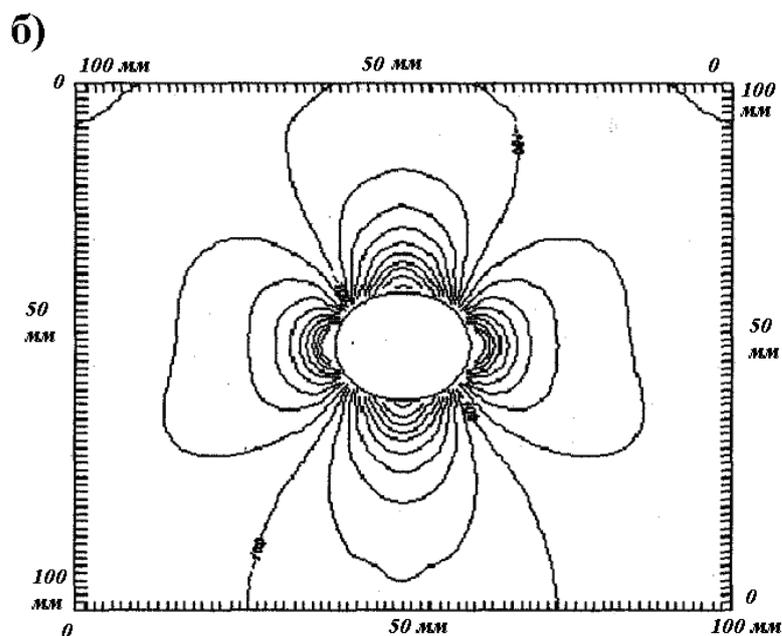


Рис.2.11. Полученное решение (МПа):  
 а) максимальные напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ ,  
 б) изолинии напряжений  $\sigma_y$

Таблица 2.1

Напряжения на контуре	Точное решение [27]	Приближенное решение [32]	Полученное решение
$\sigma_x$ (МПа)	1,000	0,996	0,996
$\sigma_y$ (МПа)	3,000	2,899	2,899

На рис.2.10 и на рис.2.11 приведены векторное поле главных напряжений и изменение напряжений  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  по длине пластины вдоль координатных осей  $y$  и  $x$ . Из полученных результатов видно, что напряжения удовлетворительно приближаются к точному решению [27]. Это доказывают, приведенные выше, полученные данные.

Сравнительный анализ результатов, свидетельствует о применимости разработанного метода расчета к исследованию напряженно-

деформированного состояния различных конструкций транспортных тоннелей.

## **Выводы по главе II**

В настоящей главе произведена постановка задачи по расчету прочности транспортных тоннелей, находящихся в грунтовом массиве от действия сейсмических волн. При этом действия сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига - эти нормальные и касательные напряжения, возникающие в массиве на бесконечности по произвольным взаимно-перпендикулярным направлениям.

Решение контактной задачи теории упругости сводится к решению краевой задачи теории упругости, характеризующих соответственно напряженное состояние среды (грунтового массива) и конструкции (тоннельной обделки).

Разработанная модель и методика является инструментом для производства расчетов автодорожных тоннелей различной конфигурации. В результате расчетов определяются внутренние усилия в конструкциях тоннелей и напряжения в грунте окружающий тоннель. При расположении тоннеля глубокого заложения в однородных по сейсмической жесткости скальных грунтах при наличии экспериментальных данных возможно уменьшение коэффициента сейсмичности до  $0,5 k_c$  при глубине заложения тоннеля в 100 м и более.

Разработанная на основе метода конечных элементов расчетная модель обеспечивает в первую очередь выполнение расчетов напряженно-деформированного состояния системы «тоннель-грунт» различной очертаний от воздействия сейсмических волн, где описываются реальные свойства грунтов и тоннеля.

Для оценки эффективности и достоверности разработанных методов расчета тоннелей произведены серии сопоставительных расчетов. Результаты расчетов сравнивались с результатами полученными другими

авторами, которые использовали различные модели расчета тоннелей. Сравнительный анализ результатов показали о применимости разработанного метода расчета к исследованию напряженно-деформированного состояния различных конструкций транспортных тоннелей на статические и динамические воздействия.

# Глава III РАСЧЕТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ТОННЕЛЕЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

## III.1. Расчет монолитной конструкции тоннеля подковообразного очертания с плоским лотком

Автодорожный с однополосным движением расположен в горном районе в зоне выветривания в трещиноватых гранитах (рис.3.1). В расчетном участке порода, вмещающая тоннель – граниты и сильновыветрелые порфиры с поверхности. Исходные данные приведены в таблице 4. По разработанной методике будем оценивать несущую способность обделки с учетом зоны региональной трещиноватости, которая может оказать значительное влияние на тоннель, то есть введением коэффициента шероховатости равной 0,35.

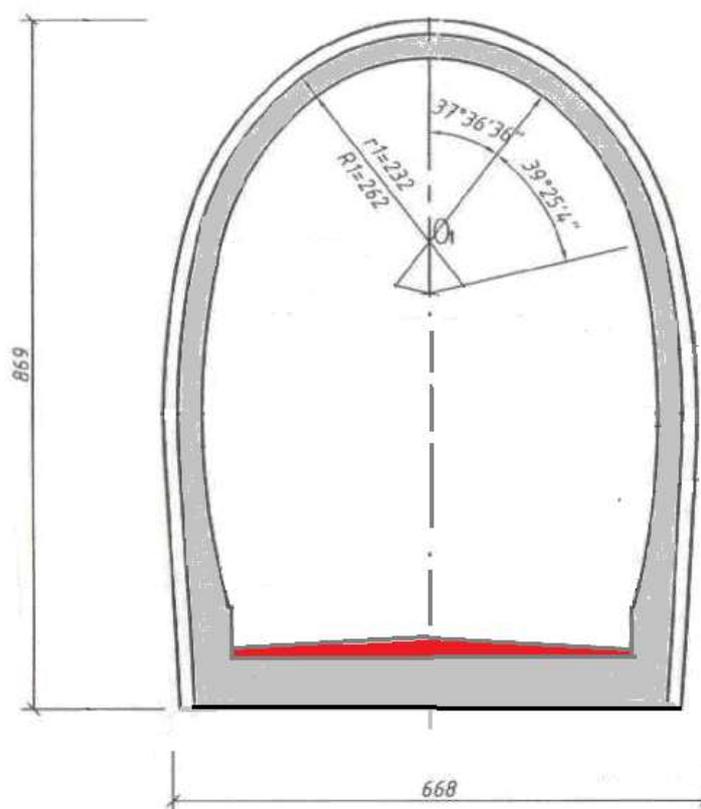


Рис.3.1. Конструкция тоннельной обделки

Таблица 3.1

Расчетное сечение расположено в зоне выветривания, в условиях сводообразования	
$f_{кр}$ - коэффициент крепости в массиве,	2.5
$\gamma_{п}$ - объемный вес грунта, т/м <sup>3</sup>	2.75
$\alpha$ - кажущийся угол внутреннего трения	38.66
$C$ - сцепление, МПа	2.00
$E \cdot 10^{-3}$ - модуль деформации породы, МПа	5.00...7.00
Форма сечения тоннеля – подковообразная	IV
$B$ - пролет выработки в свету, м	5.73
$H$ - высота выработки в свету, м	6.87
$t$ - толщина постоянной обделки, см	60
$B_0$ - пролет нейтральной оси, м	6.03
$H_0$ - высота нейтральной оси, м	8.36
Класс сооружения	I
Сейсмичность района в баллах	9
Преобладающий период колебаний почвы, сек	0,4
Коэффициент Пуассона почвы	0,24

На рис.3.2, а, приведена область, в которой возводится тоннель, она имеет соответствующие кинематические граничные условия, где  $L=100$  м,  $H=100$  м.

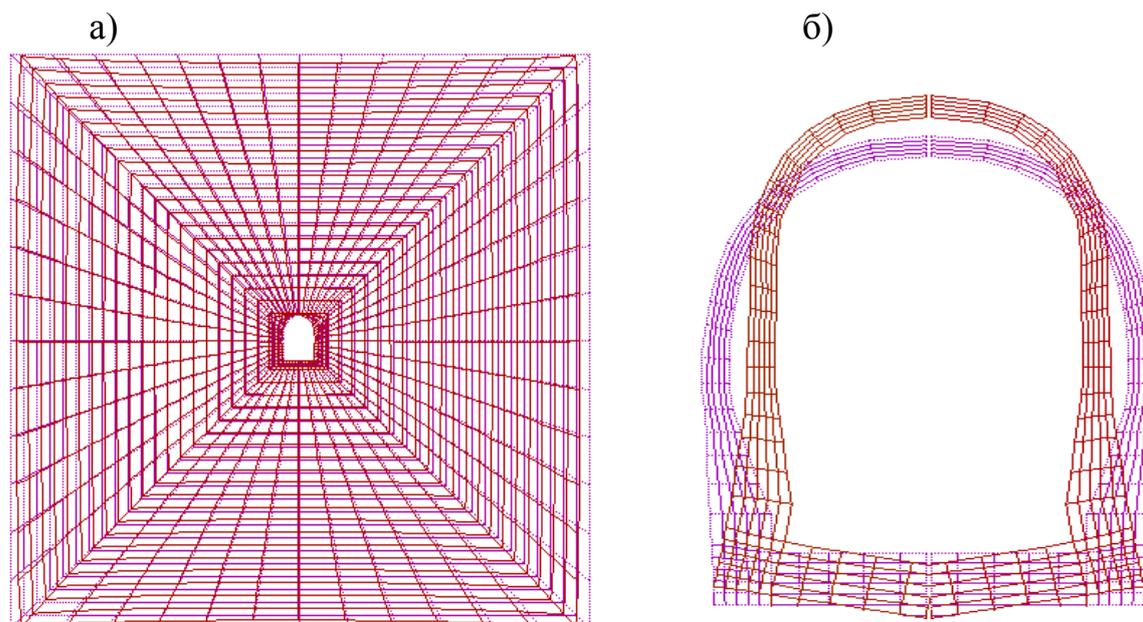


Рис. 3.2. Схема: а) расчетная конечно-элементная система “грунт- обделка”, б) деформирования тоннельной обделки

Расчеты показали, воздействие сейсмической волны существенно влияет на напряженно-деформированное состояние “грунт-обделка”. На рис. 3.2, приведена картина деформирования этой системы и самой конструкции обделки тоннеля.

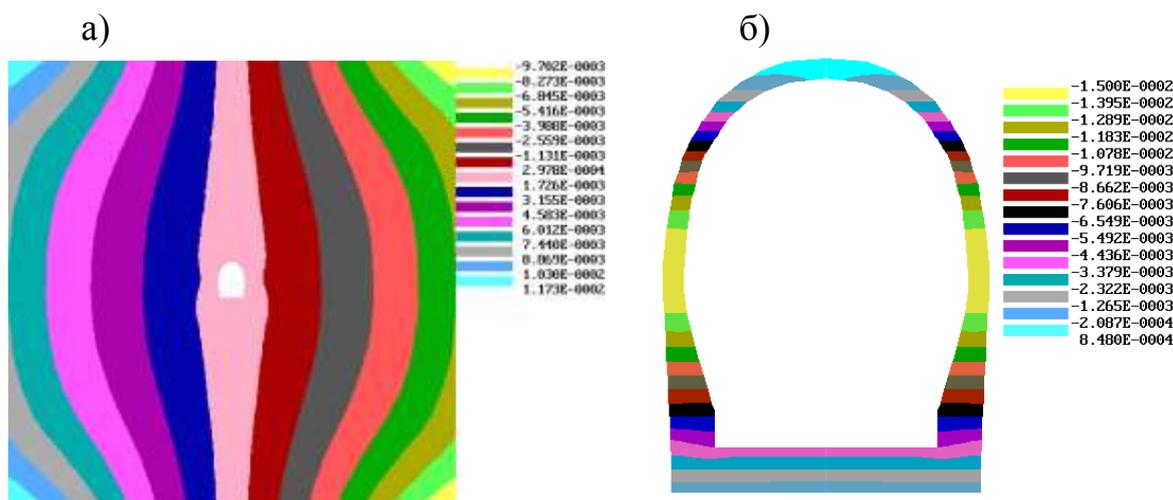


Рис. 3.3. Изохромы горизонтальных перемещений: а) в системе “грунт- обделка”, б) в тоннельной обделке

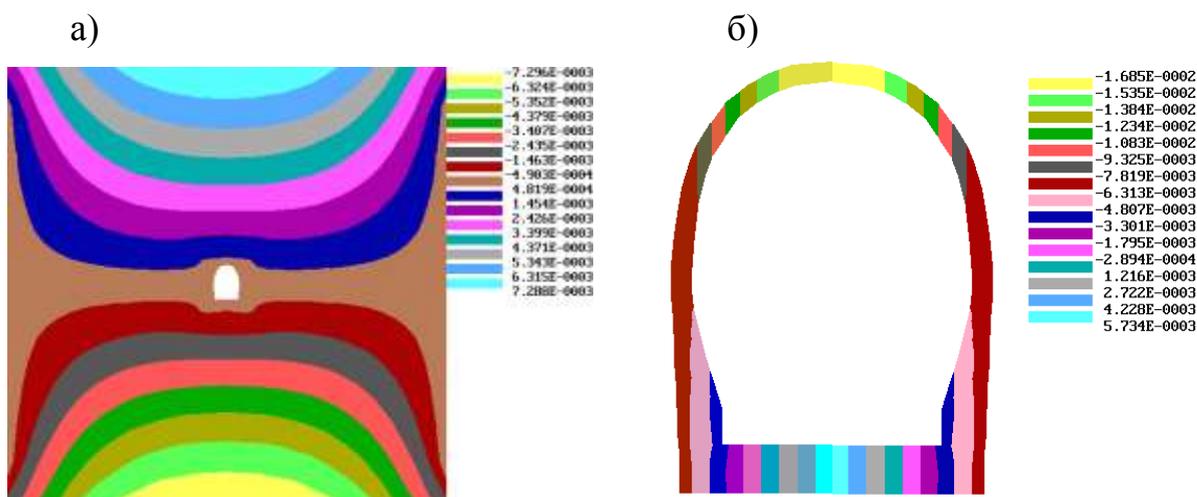


Рис. 3.4. Изохромы вертикальных перемещений, м: а) в системе “грунт- обделка”, б) в тоннельной обделке

На рис.3.3-3.4 приведены, распределения горизонтальных и вертикальных изохром перемещений, а на рис.3.5 изохром напряжений в системе «грунт-обделка». Из результатов видно, что концентрацию напряжений создаёт тоннельная обделка, как инородное включение в горном массиве.

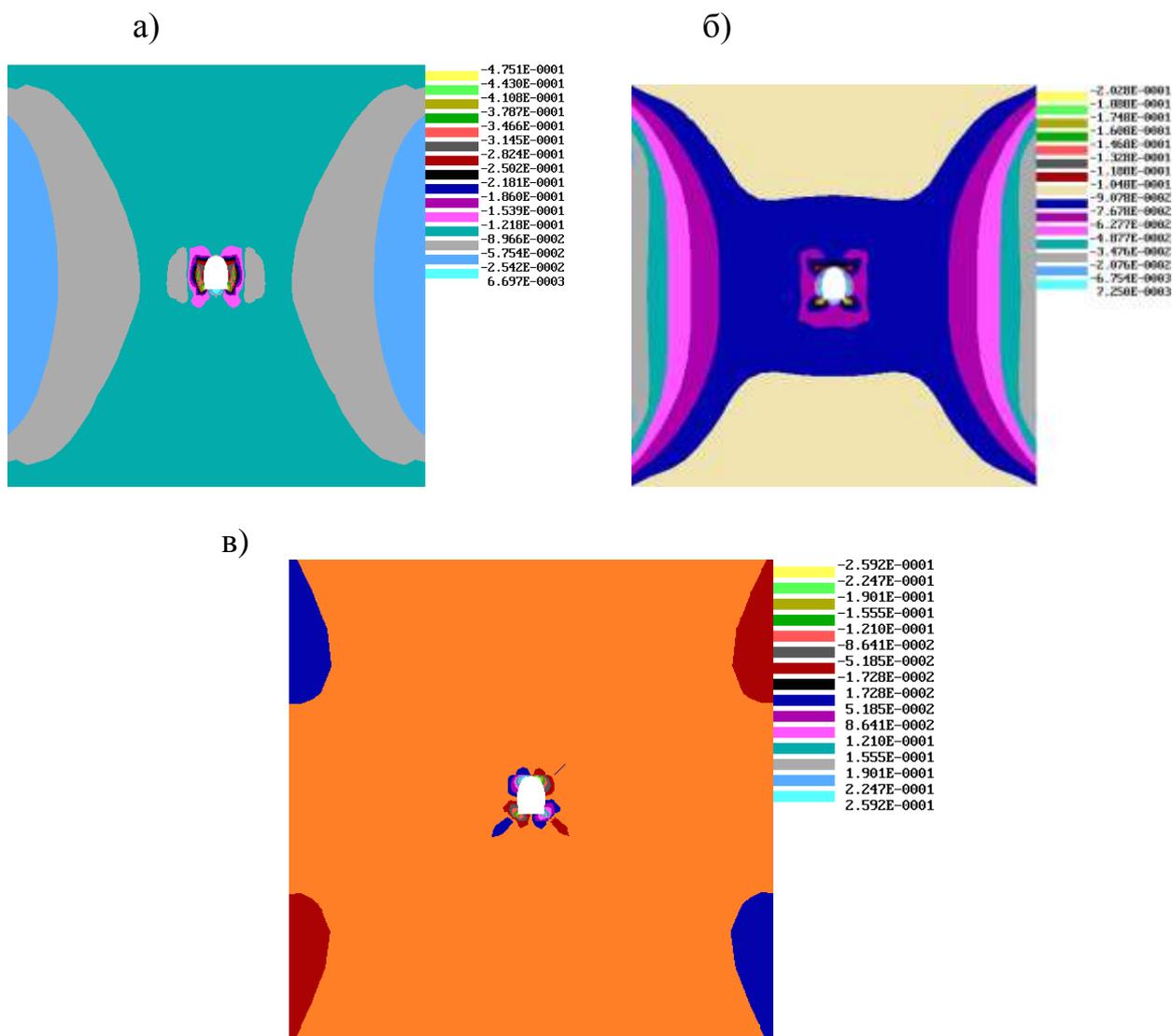


Рис. 3.5. Изохромы напряжений системы «грунт-обделка», МПа:  
а) горизонтальных, б) вертикальных, в) касательных

А на рис. 3.6 приведены, возможная область предельного состояния в системе «грунт-обделка» и векторное поле главных напряжений в тоннельной обделке. Анализ этих данных показывает, что область предельного состояния может увеличиться по окружности тоннеля в случае увеличения внешней сейсмической нагрузки.

Выявлено, что максимальные напряжения возникают в соединении стенки и лотковой части тоннельной конструкции. В середине лотковой части обделки напряжения существенно ниже относительно других сечений, так как лоток имеет повышенную жесткость с толщиной в пределах 1,0-1,2 м.

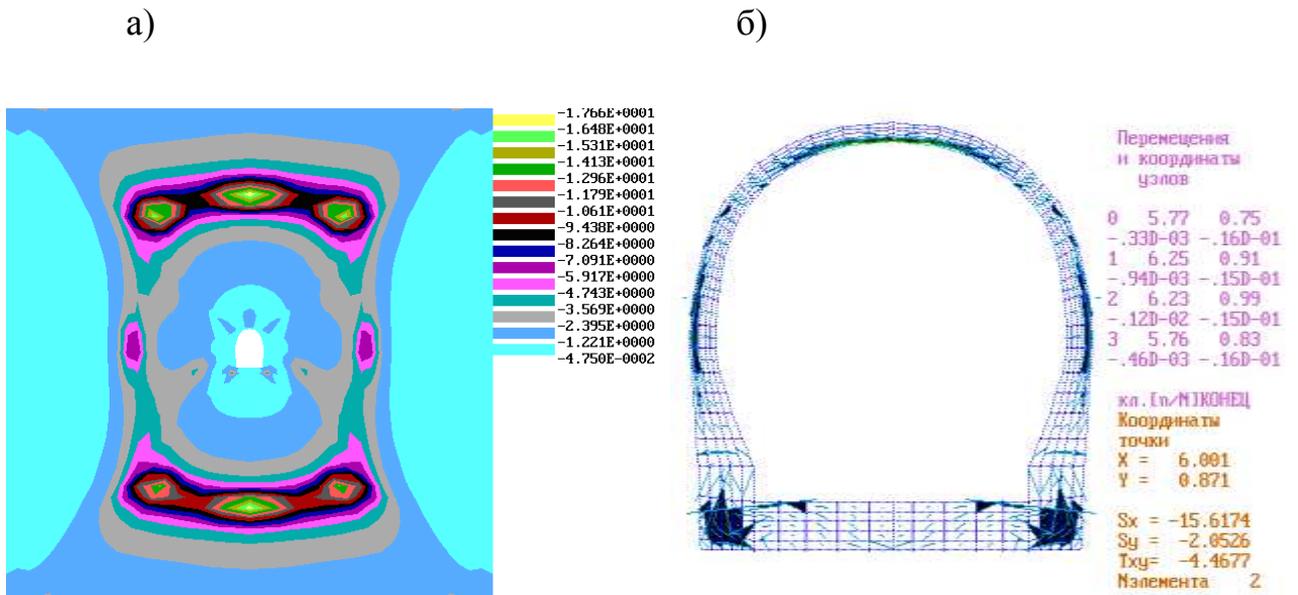


Рис. 3.6. Возможная область: а) предельного состояния в системе «грунт-обделка», б) векторного поля напряжений

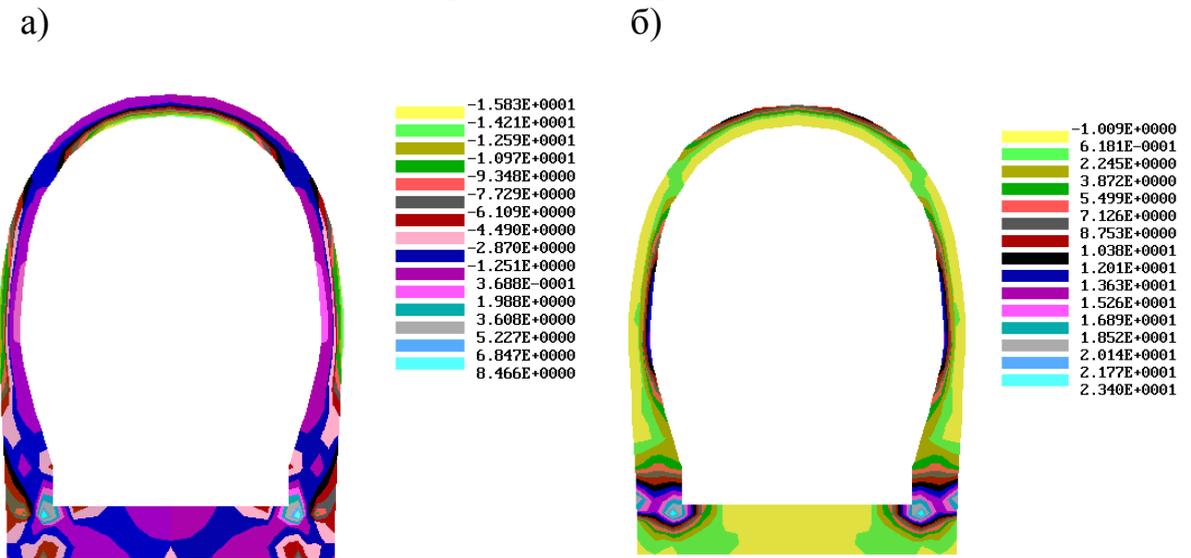
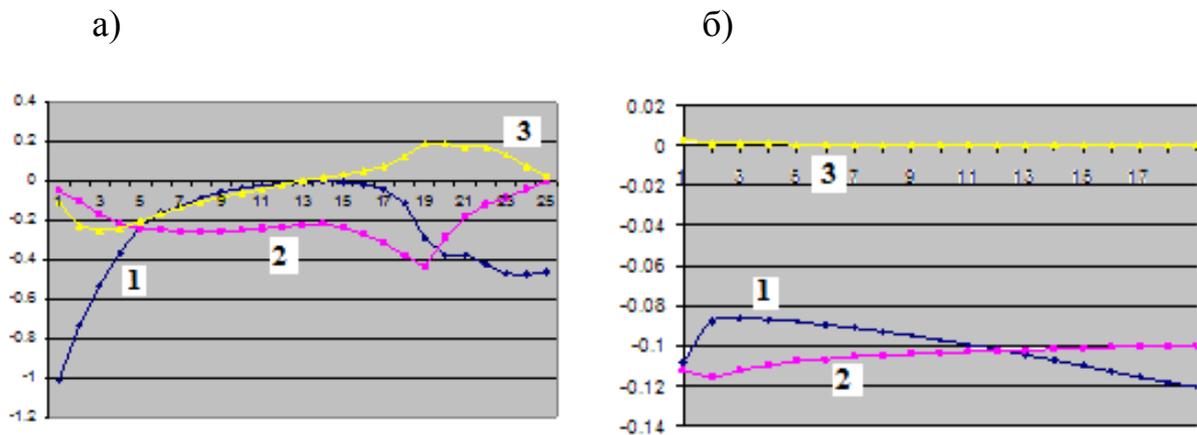


Рис. 3.7. Изохромы главных максимальных и минимальных в тоннельной конструкции, МПа



в)

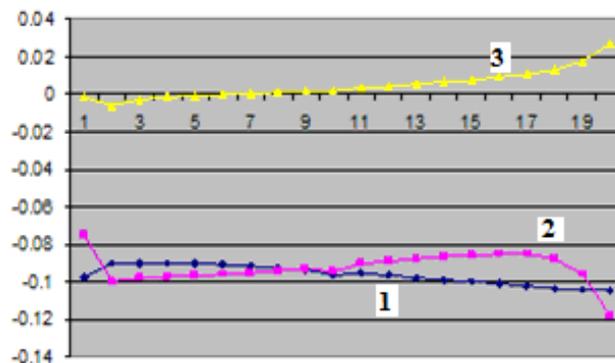


Рис. 3.8. Распределения напряжений, МПа:  
а) вокруг тоннельной обделки, б) за тоннельной обделкой по оси X,  
в) за тоннельной обделкой по оси Y, 1- горизонтальные напряжения,  
2 - вертикальные напряжения, 3 - касательные напряжения

Верхняя часть свода и наружная сторона стенки испытывают растягивающие напряжения, но они ниже нормативных значений.

На рис.3.7 показаны распределения главных максимальных и минимальных напряжений в сечениях обделки. В железобетонной конструкции высокие сжимающие напряжения возникли в основном в местах соединения различных элементов обделки между собой (свод-стена, стена-лоток). Максимальные значения сжимающего напряжения равнялось 9,348 МПа, которая далеко не дошла до предельного значения бетона на сжатие равной 14,8 МПа. Это связано с присутствием в сжатой зоне продольных арматур. Растягивающие напряжения в арматурах частей бетона были самыми максимальными и их значения не превысили 3,40 МПа. На рис. 3.8 приведены полученные из расчета значения распределения напряжений за обделкой в грунте. Из этих рисунков можно увидеть места концентрации напряжений вокруг обделки.

Важнейшим достоинством предложенного метода расчета заключается наглядным просмотром и прослеживанием характера деформирования железобетонной конструкции в каждом ее сечении.

### III.2. Расчет эксплуатируемой конструкции автодорожного тоннеля

Теперь оценим напряжённо-деформированное состояние горной автодорожной тоннельной обделки глубокого заложения. Конструкция обделки представлена на рис.3.9, которая возводится закрытым способом работ буровзрывным методом. Технология сооружения тоннеля производится уступным методом, при этом пройден верхний уступ, возведен временный бетонный свод (при этом учитывается два вида конструкции временного крепления), пройден нижний уступ под прикрытием временного бетонного свода.

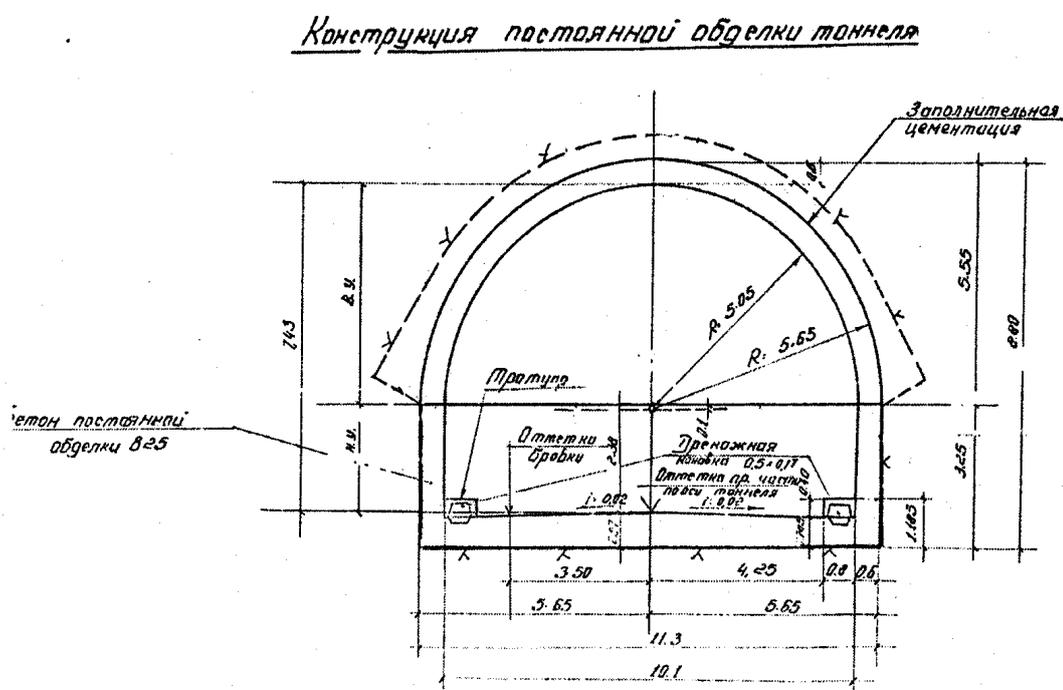


Рис.3.9. Конструкция тоннеля глубокого заложения

При этом характеристики грунта как скальной породы следующие: с модулем упругости –  $500 \text{ МПа}$ , удельный вес -  $\gamma = 0,021 \text{ МПа/м}$ , сцепление грунта  $C = 0,2 \text{ МПа}$ , угол внутреннего трения грунта  $\varphi - 37^\circ$ ,  $\nu = 0,3$ . Для тоннельной обделки принимаем:  $E = 25000 \text{ МПа}$ ,  $\gamma = 0,025 \text{ МПа/м}$   $\nu = 0,3$ .

Численное моделирование и исследование задачи проведем по разработанному алгоритму. При расчетах исходим из того, что тоннель возведён на глубине 90 м и рассматриваем картину распределения напряжений вокруг тоннеля. Залаём граничные условия: в верхней части области напряжения равны нулю  $u_x=0$ ,  $u_y=0$ , на боковых и нижних гранях перемещения равны нулю  $U=0$ ,  $V=0$ . Для снижения влияния кинематических граничных условий на напряжения в плоскости, тоннель располагаем на достаточно большом расстоянии от боковых границ. На рис.39, а приведена расчетная схема для конечно-элементной системы “грунт-обделка”. Для выявления зоны концентрации напряжений, конечно-элементная сетка вокруг выработки разбивалась густой сеткой. Для данного варианта расчета сначала была решена задача определения напряжений от собственного веса системы “грунт-обделка”. На рис. 3.10, б приведены картина деформирования системы “грунт-обделка”. На рис. 3.11 приведены изохромы вертикальных и горизонтальных перемещений в системе “грунт- обделка” от собственного веса.

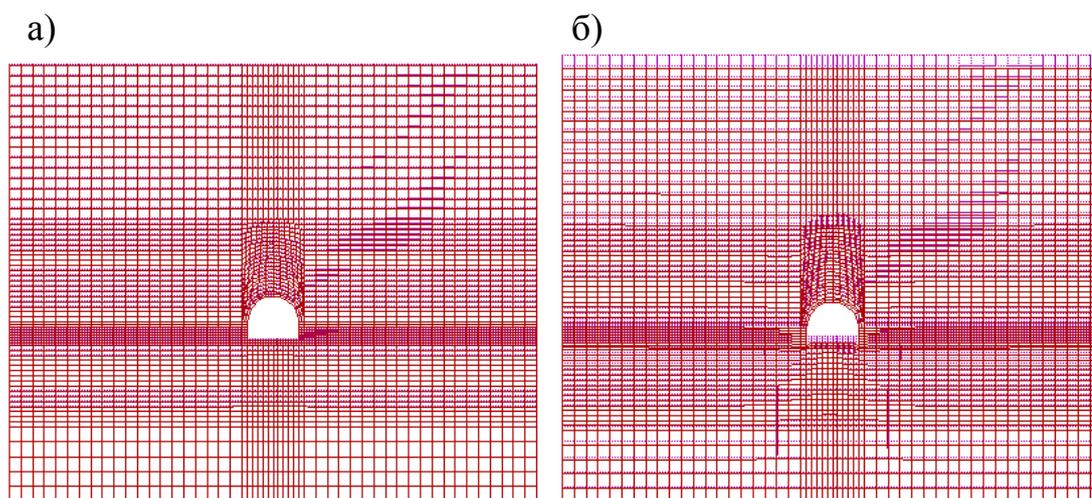
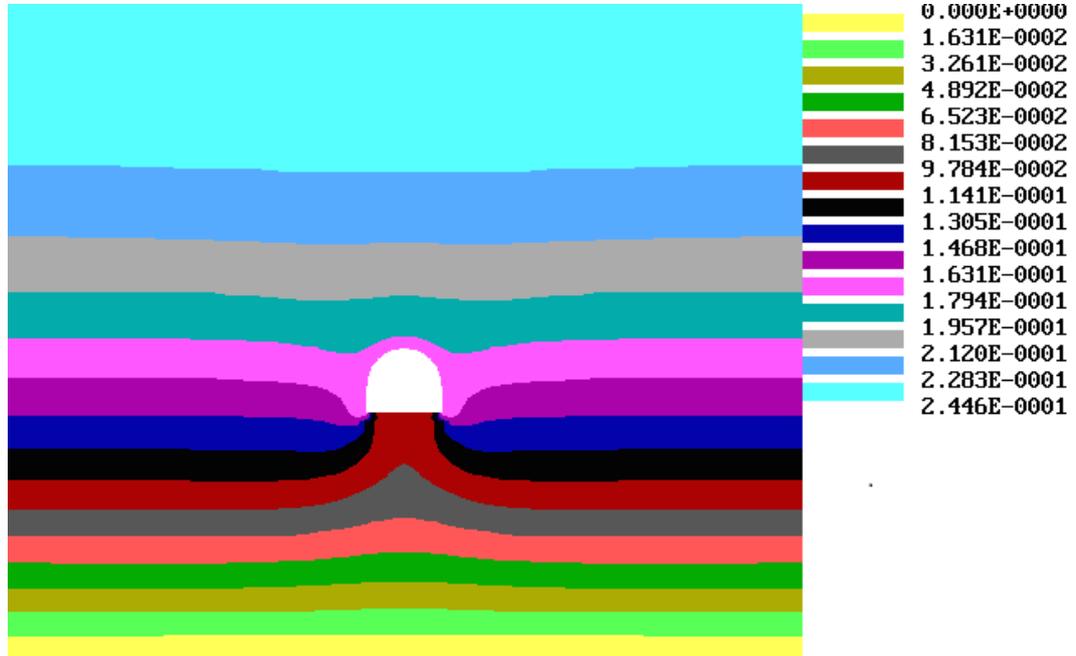


Рис. 3.10. Схема: а) расчетная конечно-элементная система “грунт- обделка”, б) деформирование системы “грунт- обделка” от собственного веса

А на рис.3.12 приведены изохромы главных напряжений в этой системе. На рис. 3.13 можно увидит векторное поле главных напряжений, что появляются концентрации напряжений вокруг тоннеля.

Анализ полученных данных свидетельствует об уменьшении этих напряжений в сторону противоположного направления от тоннеля.

а)



б)

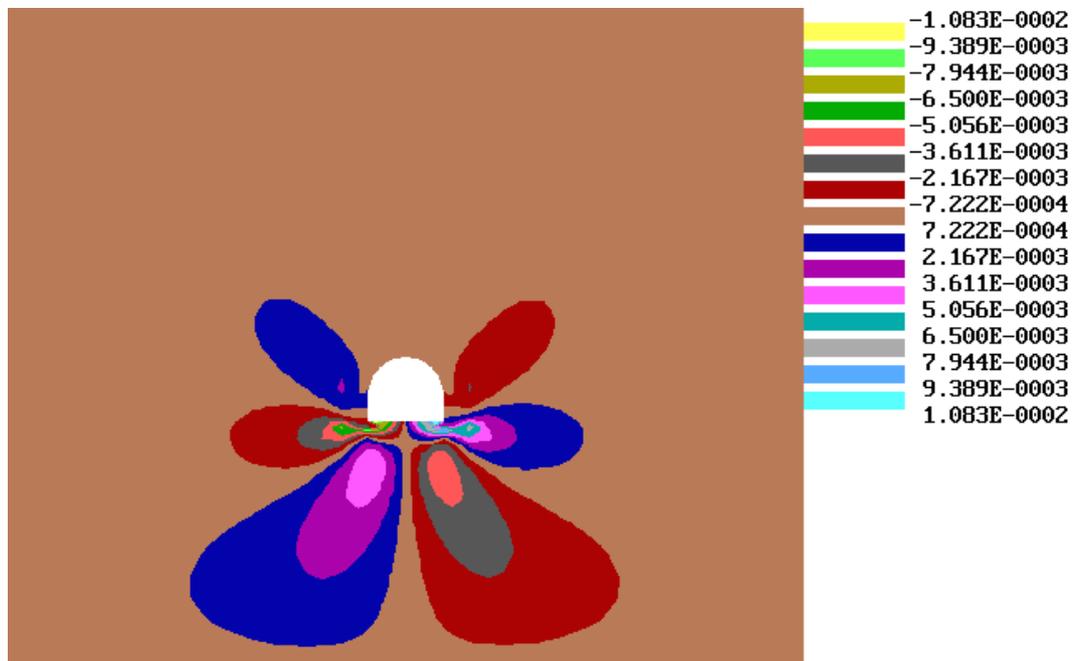
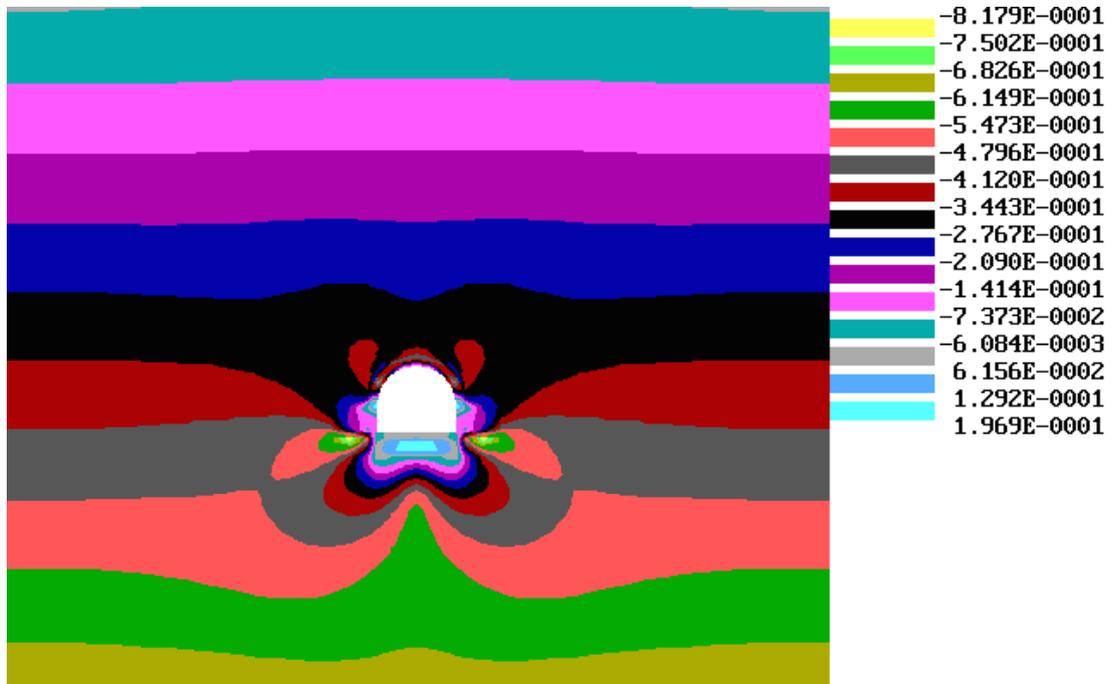


Рис. 3.11. Изохромы перемещений в системе “грунт- обделка” от собственного веса, м:  
а) вертикальных, б) горизонтальных

Максимальные и минимальны напряжения совершенно по разному распределяются по периметру тоннеля. Участки с растягивающими напряжениями оказались в нижней части свода и боковых частях стенки, а также в верхней части лотка.

а)



б)

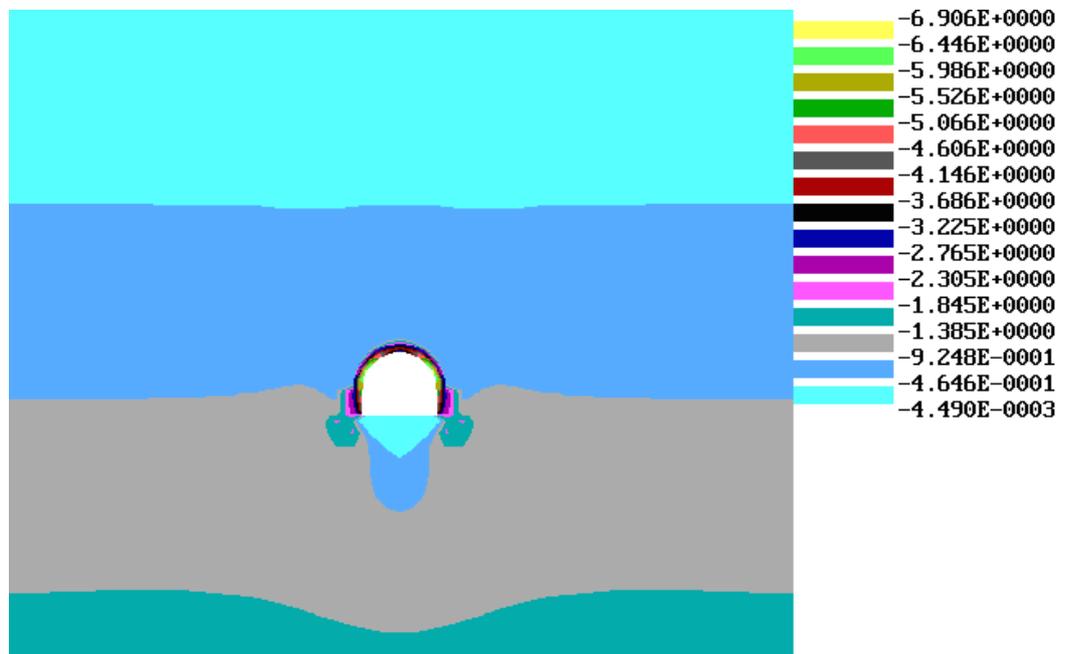


Рис.3.12. Изохромы главных напряжений в системе “грунт- обделка” от собственного веса, МПа:  
а) максимальных, б) минимальных

На рис. 3.14 - 3.15 приведены распределения напряжений по вертикальному направлению от верха свода до краевой границы заданной области. Также, здесь приведенные горизонтальные, вертикальные и касательные напряжения в сводовой и лотковой части тоннеля.

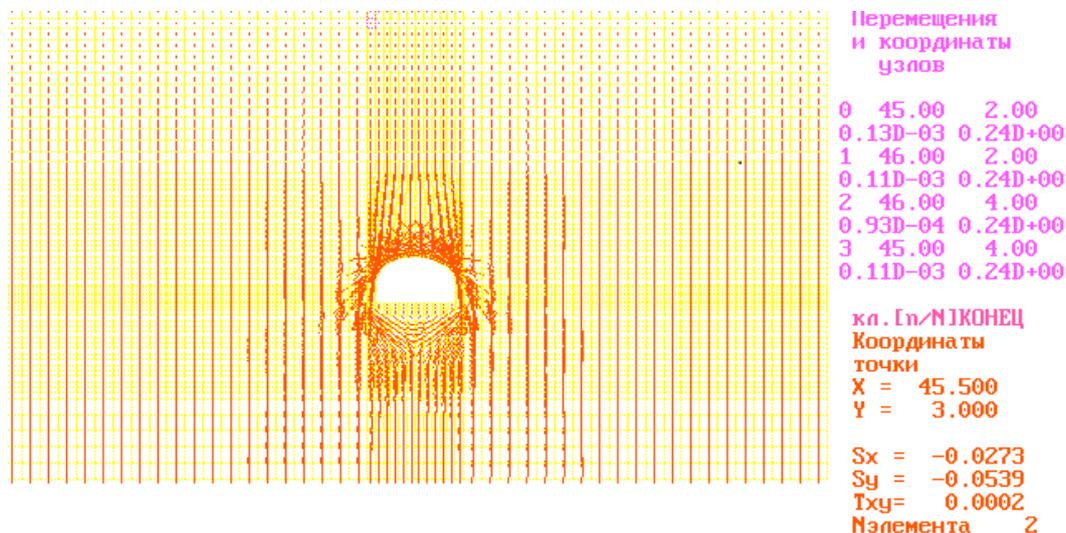


Рис. 3.13. Векторное поле главных напряжений в системе “грунт- обделка” от собственного веса, МПа

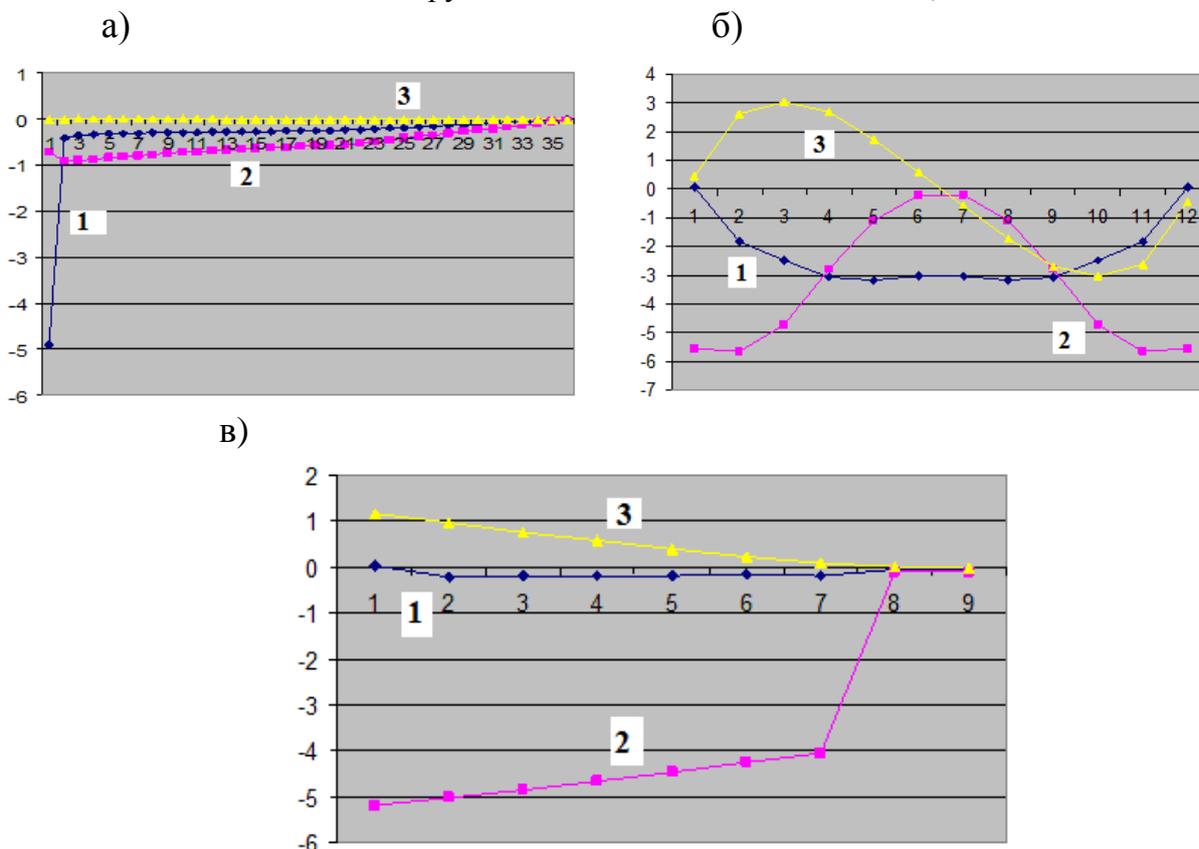


Рис. 3.14. Распределение напряжений в системе “грунт- обделка” от собственного веса, МПа: а) над сводовой части обделки, б) за стеновой части обделки, б) за лотковой части обделки, 1- горизонтальные напряжения, 2 - вертикальные напряжения, 3 - касательные напряжения

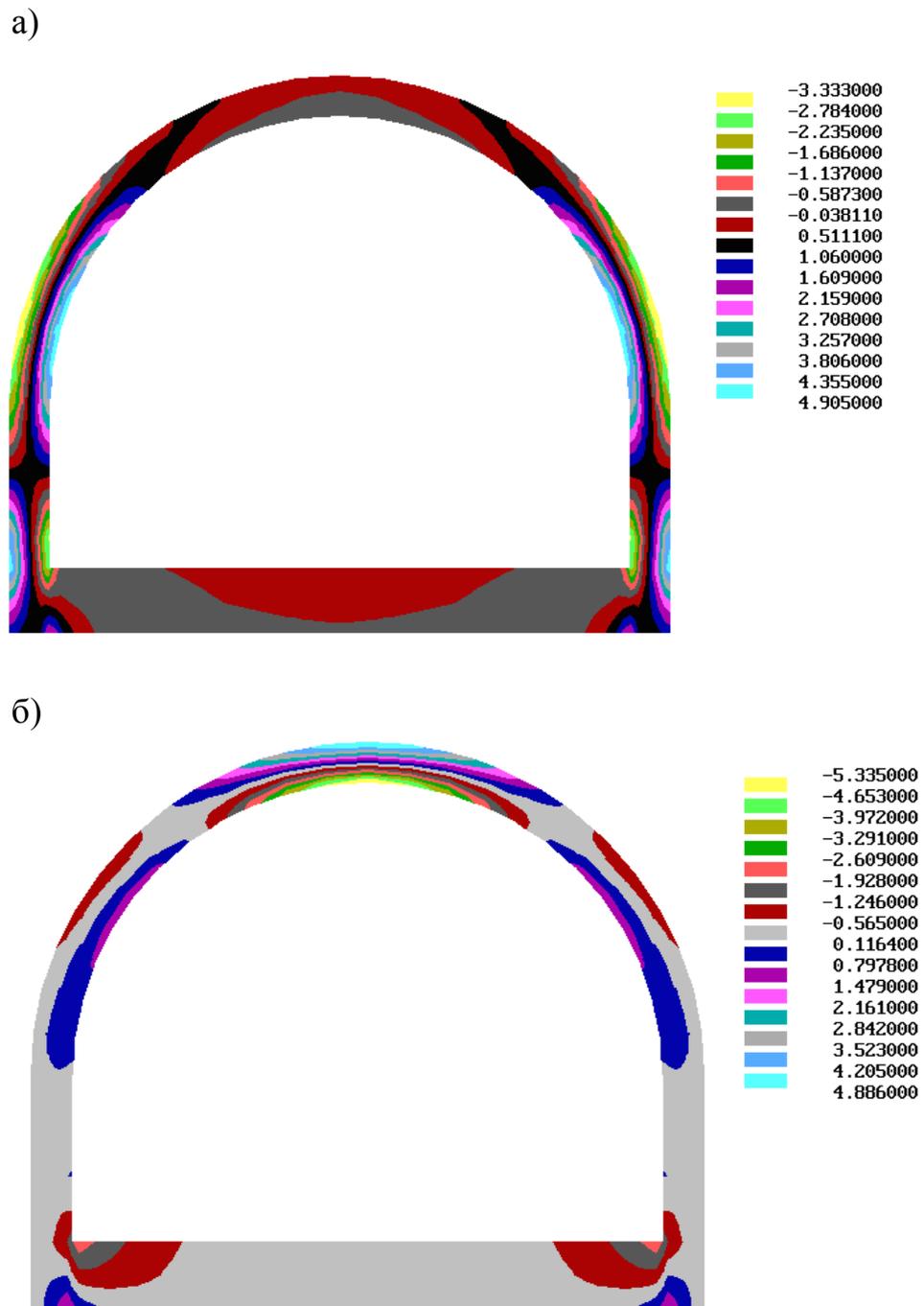


Рис.3.15. Изохромы от статической нагрузки, МПа:  
 а) главных напряжений  $y_1$ , б) главных напряжений  $y_2$

Максимальные горизонтальные напряжения выше по краям свода, а максимальные вертикальные напряжения выше в средней части свода. В лотковой части свода значения напряжений на порядок ниже, чем напряжений возникающих в сводовой и стеновой части тоннеля. На рис. 3.15 приведены картина распределения напряжений в самой обделке. А на

рис. 3.16 можно увидеть характер распределения векторного поля напряжений.

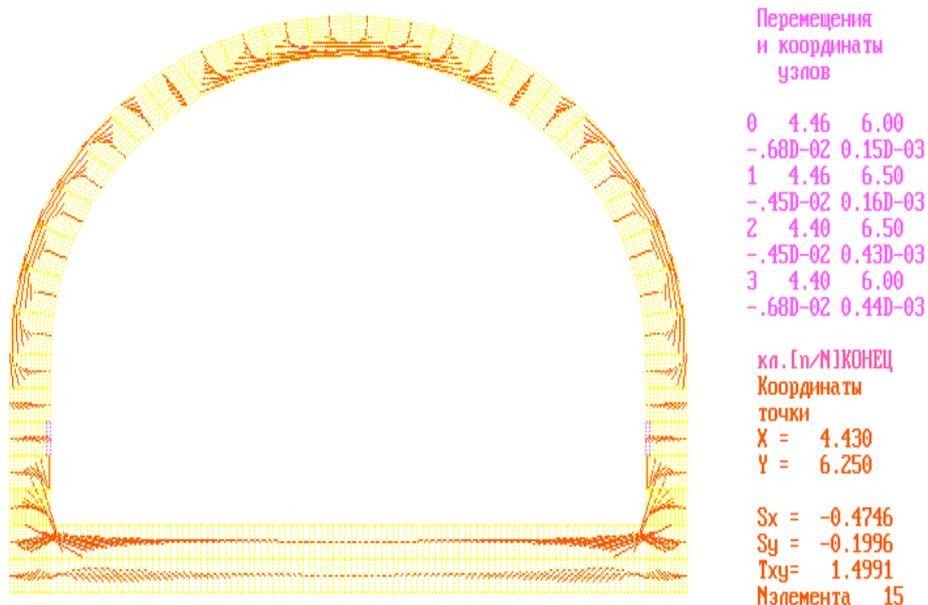


Рис.3.16. Векторное поле главных напряжений от статической нагрузки, МПа

Из анализа результатов расчета можно сказать, что самым опасным в этом случае является зона соединения лотка и стенки, так как наблюдается высокие значения концентрации напряжений на этом месте.

Теперь будем рассчитывать заданный область на действие сейсмических волн растяжения-сжатия и сдвига. Сначала, по формулам приведенным в главе 2 настоящей диссертации вычислим сейсмические известные напряжения и приложим по 4-ём направлениям области в граничных точках.

Рассчитывая систему таким образом внешние длинноволновые сейсмические воздействия можно получить результаты, которые приведены на рис.3.17-3.24. Из анализа проделанных расчетов можно сказать, что распределенные внутренне напряжения в конструкции представляются частично растягивающими и сжимающими.

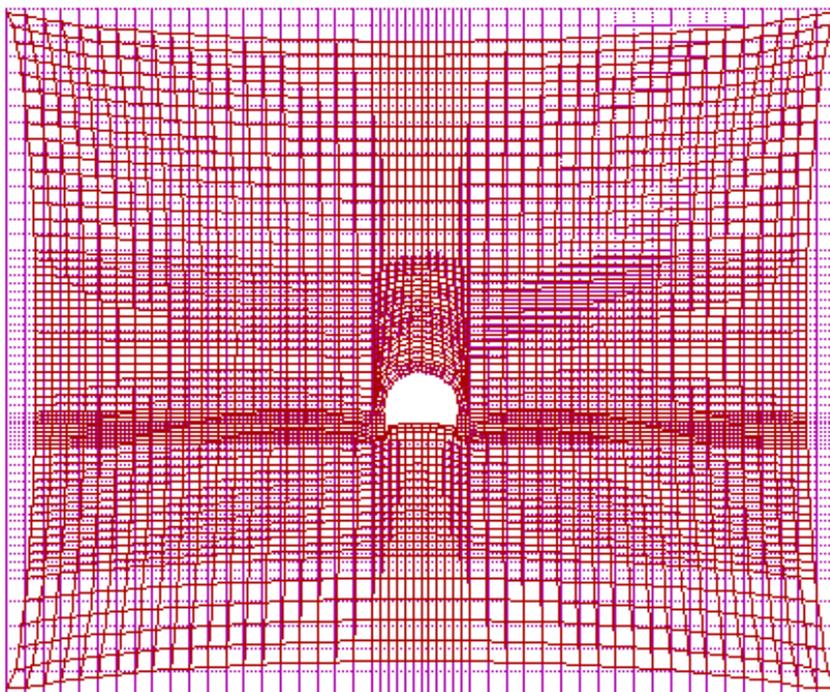
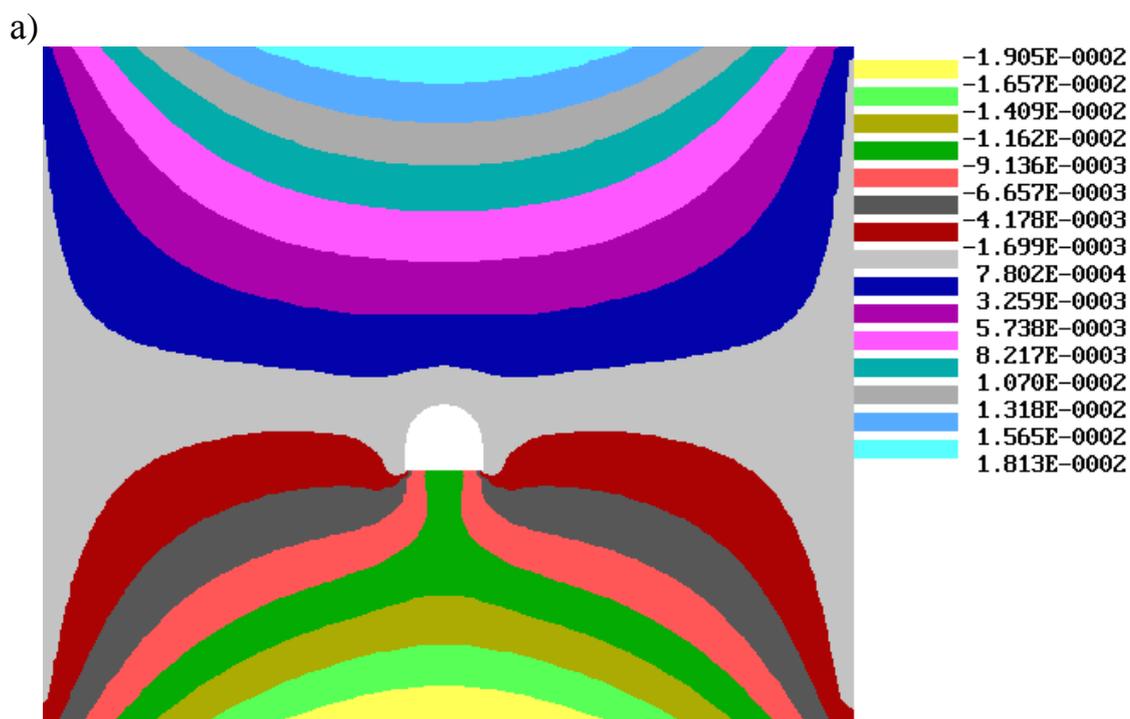


Рис. 3.17. Деформирование системы “грунт- обделка” от сейсмической нагрузки

Теперь рассчитывая этой конструкции на внешние длинноволновые сейсмические воздействия можно получить результаты, которые приведены на рис.3.18-3.24.



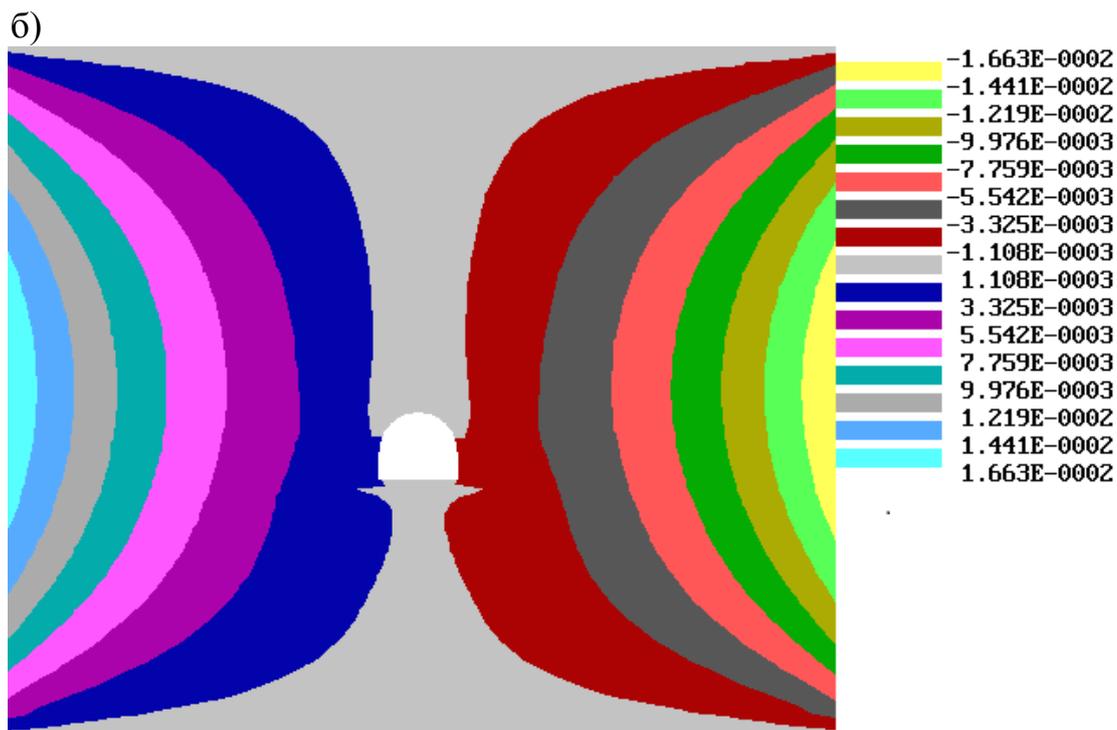
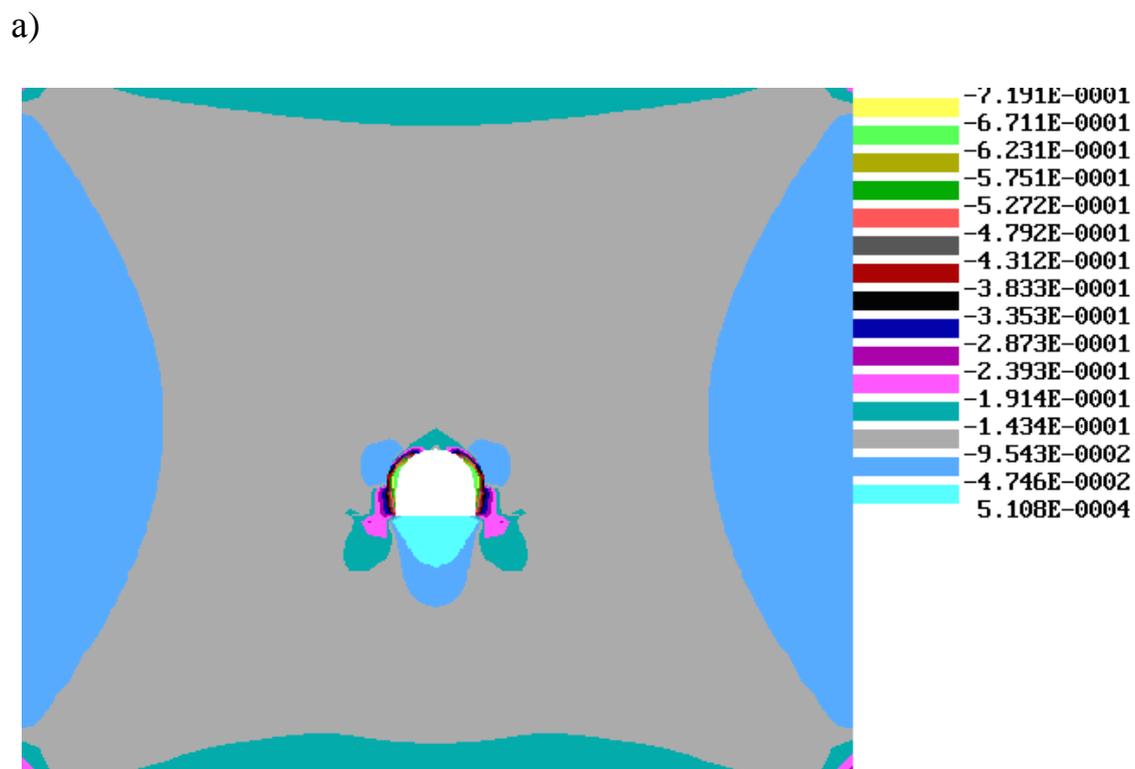
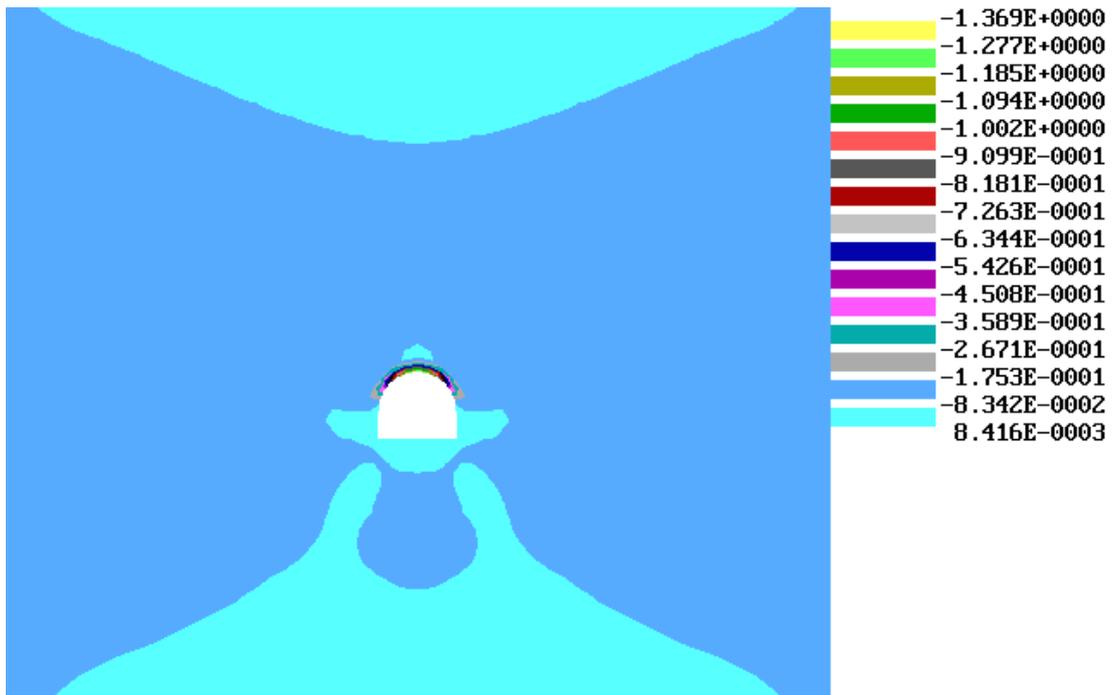


Рис. 3.18. Изохромы перемещений в системе “грунт- обделка”  
от собственного веса, м:  
а) вертикальных, б) горизонтальных



б)



в)

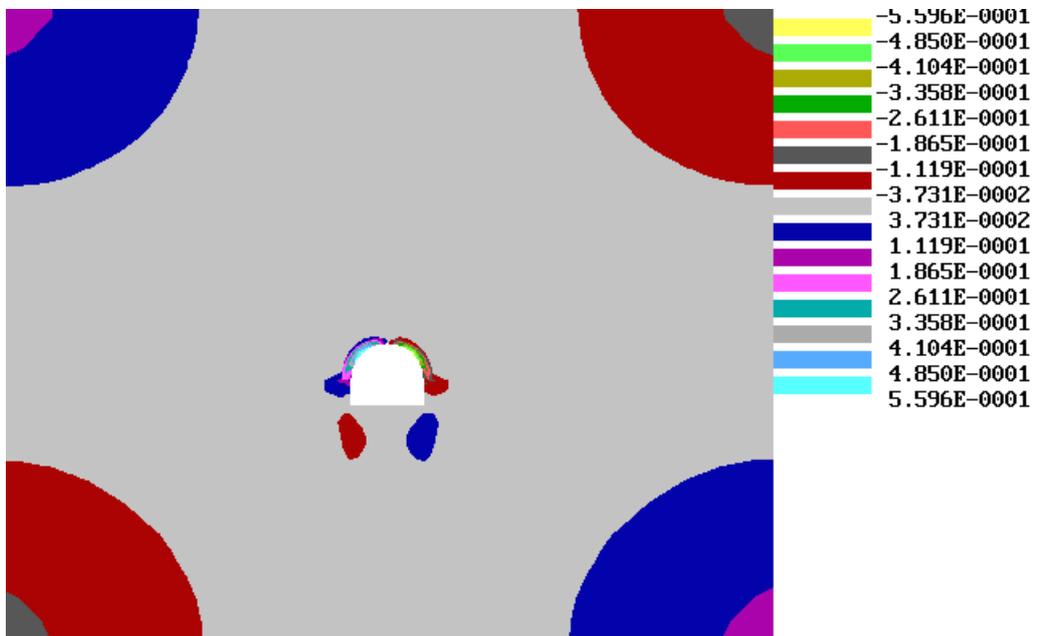


Рис. 3.19. Изохромы главных напряжений в системе “грунт- обделка” от сейсмической нагрузки, МПа:  
а) вертикальных, б) горизонтальных, в) касательных

На рис. 3.17, можно увидеть сжимающуюся область с тоннелем. На рис. 3.18 приведена картина вертикальных и горизонтальных изохром перемещений в системе «грунт-обделка» от сейсмической нагрузки.

Изохромы главных напряжений (вертикальных, горизонтальных и касательных), приведенные на рис. 3.19 лучше описывают области их концентрации вокруг тоннеля.

Больше всего испытывают деформации растяжения лотковая часть, сжатию подвержены участки в нижней части свода и боковых частях стенки, а также в верхней части свода. Возможная область предельного состояния приведена на рис. 20.

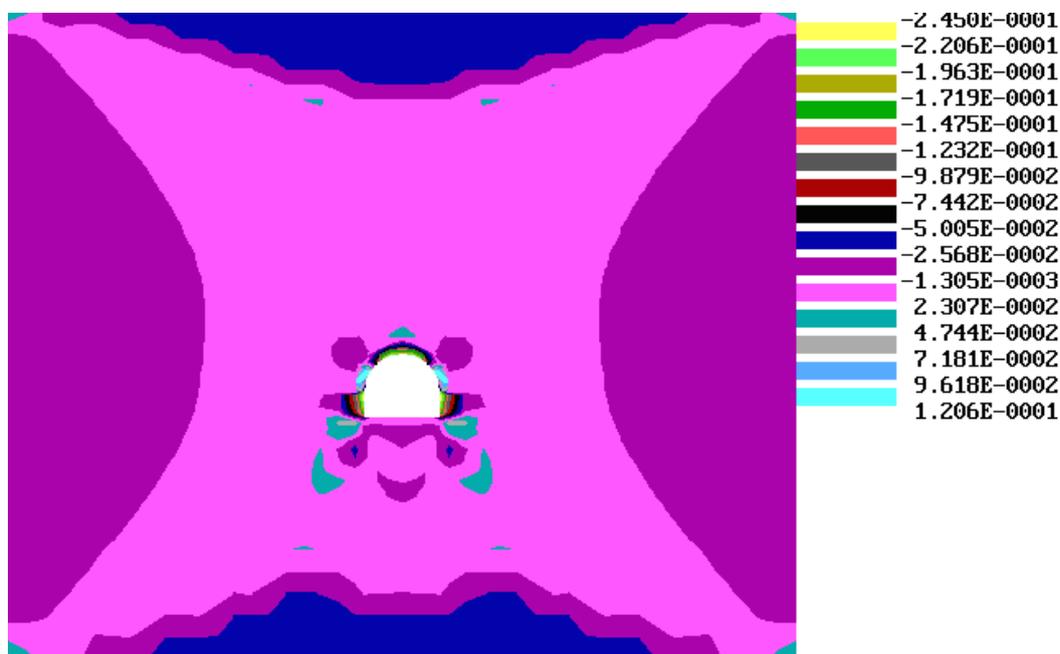


Рис. 3.20. Возможная область предельного состояния в системе «грунт-обделка»

Векторное поле главных напряжений приведенной на рис. 50 свидетельствует об увеличении напряжений в обделке при падении сейсмической волны в двух направлениях.

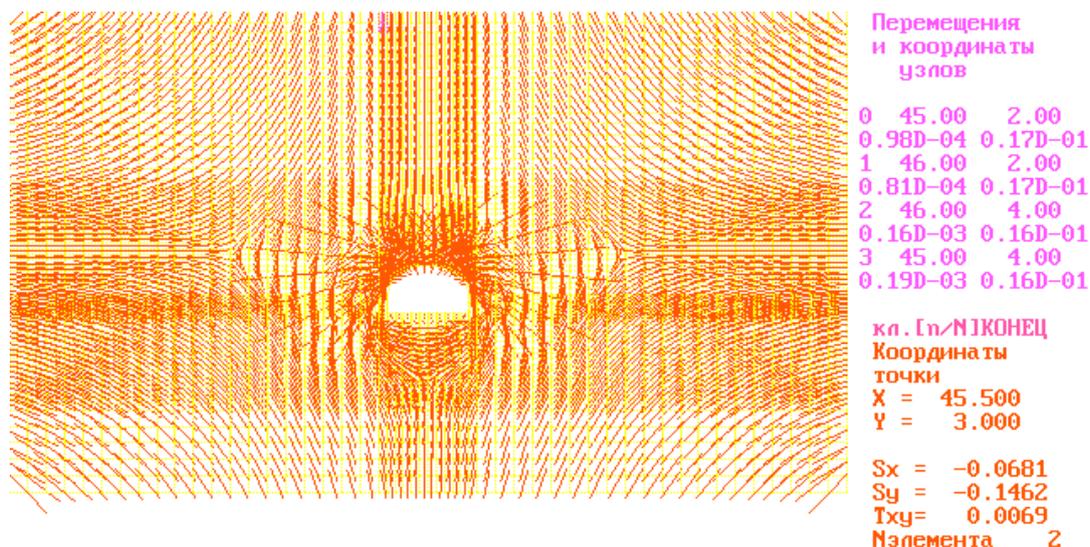


Рис. 3.21. Векторное поле главных напряжений в системе “грунт- обделка” от сейсмической волны, МПа

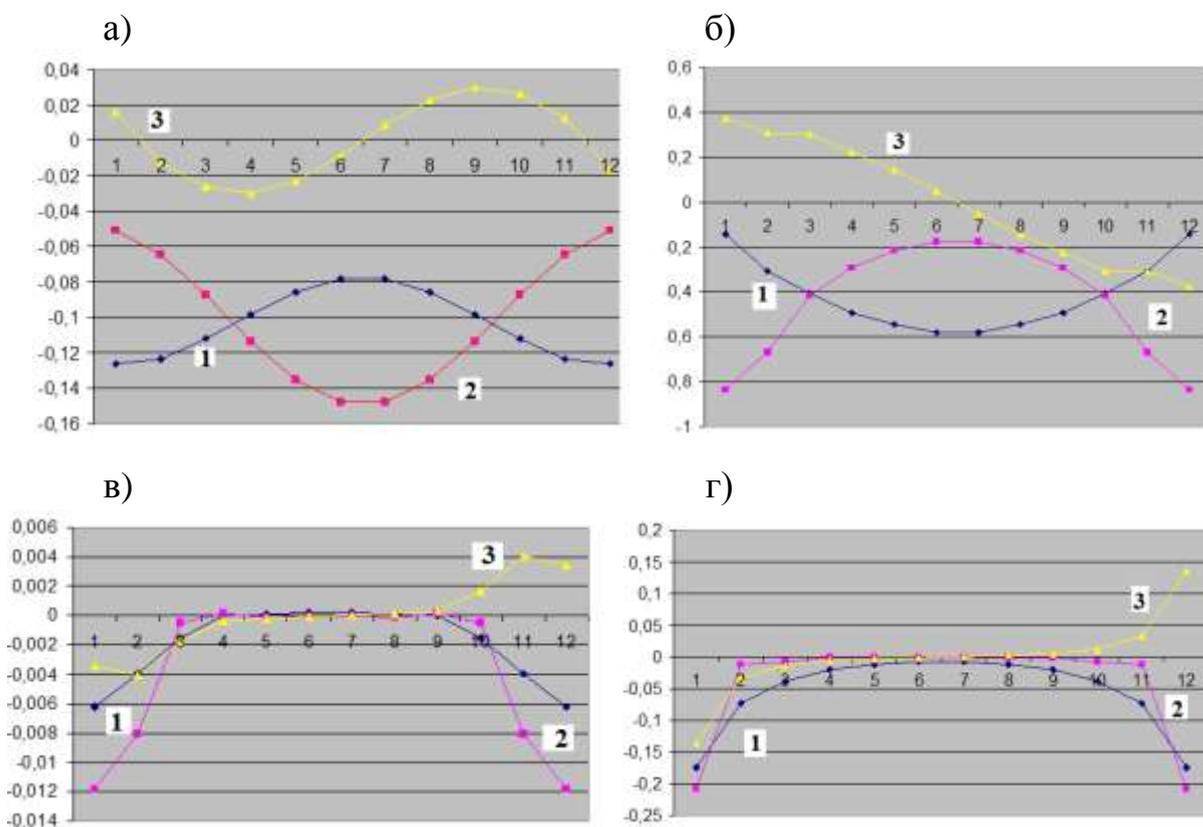


Рис. 3.22. Распределение напряжений в системе “грунт- обделка” от сейсмической волны, МПа: а) в грунте над сводом обделки, б) в своде обделки, в) в грунте ниже лотка обделки, г) в лотке обделки, 1- горизонтальные напряжения, 2 - вертикальные напряжения, 3 - касательные напряжения

На рис. 3.22 приведены участки распределения напряжений как в грунте, так и в конструкции самой обделки. Напряжения в обделке в основном сжимающие и они на 20-40% больше чем в грунте.

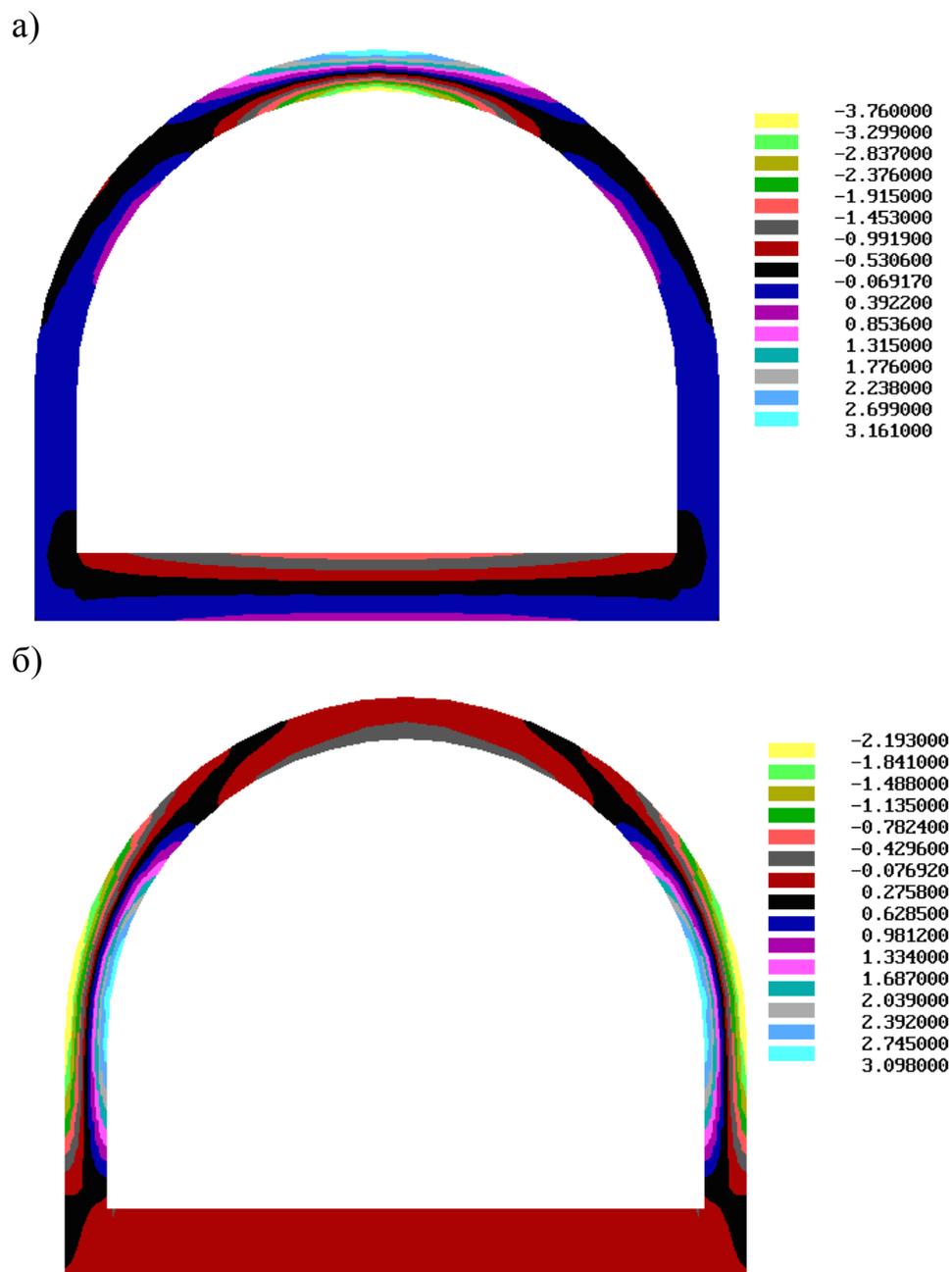


Рис.3.23. Изохромы от сейсмической нагрузки, МПа:  
 а) главных напряжений  $u_1$ , б) главных напряжений  $u_2$

Результаты расчетов приведенные на рис.3.23-3.24 свидетельствуют об этом. Внутренняя часть свод испытывает сжимающие напряжения, наоборот во внутренних частях лотка ощутимы растягивающие напряжения.

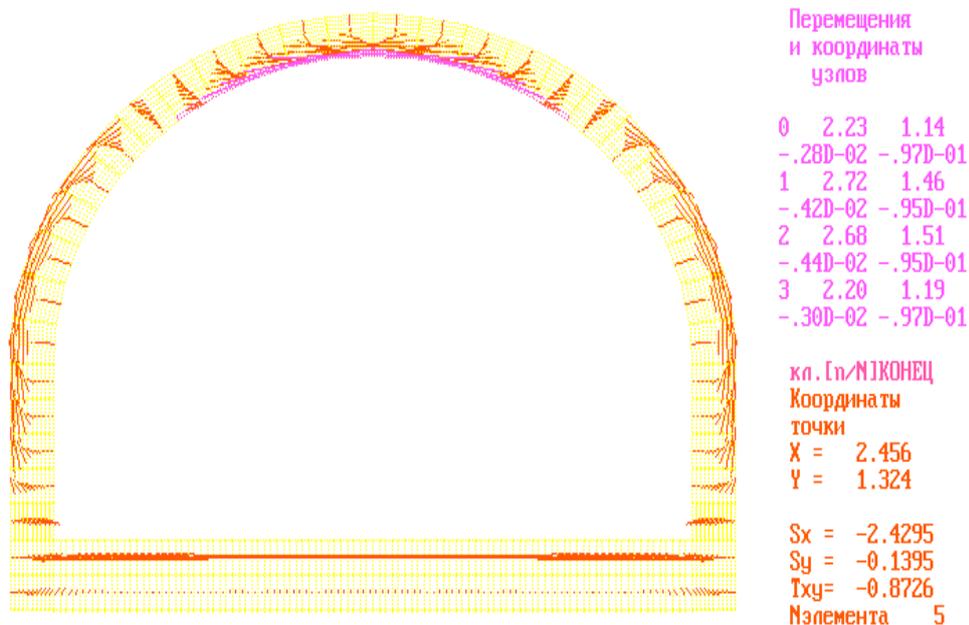


Рис.3.24. Векторное поле главных напряжений от сейсмической нагрузки, МПа

### III.3. Расчет монолитной конструкции автодорожного тоннеля

Монолитная конструкция автодорожного тоннеля сооружаемая в горном районе приведена на рис.3.25. В расчетном участке порода, вмещающая тоннель – алевролиты и аргиллиты. Исходные данные для проведения расчета приведены в таблице 3.2. По разработанной методике будем оценивать несущую способность обделки с учетом зоны региональной трещиноватости, которая может оказать значительное влияние на тоннель, то есть введением коэффициента шероховатости равной 0,35-0,45. Область, в которой возводится тоннель, она имеет соответствующие кинематические граничные условия, где  $L=100$  м,  $H=100$  м. На рис. 3.26, приведена картина деформирования этой системы и самой конструкции обделки тоннеля.

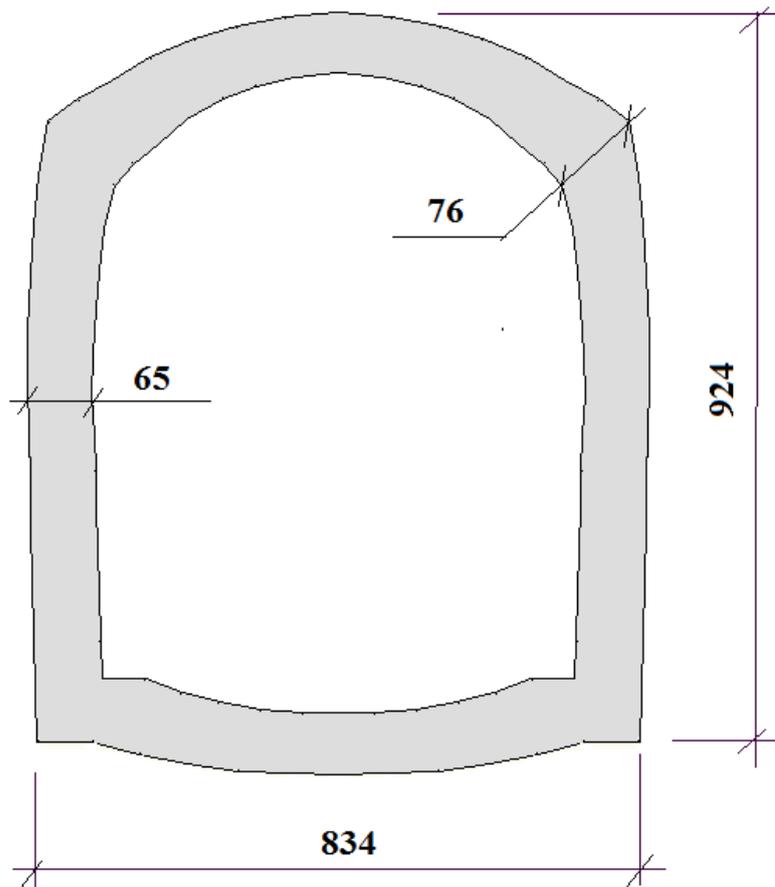


Рис.3.25 Монолитная конструкция тоннельной обделки

Таблица 3.2

Расчетное сечение расположено в зоне трещиноватости, в условиях сводообразования	
$f_{кр}$ - коэффициент крепости в массиве,	3.5
$\gamma_{п}$ - объемный вес грунта, т/м <sup>3</sup>	2.65
$\psi$ - кажущийся угол внутреннего трения	39
$C$ - сцепление, МПа	2.00
$E \cdot 10^{-3}$ - модуль деформации породы, МПа	5.00...7.00
Форма сечения тоннеля – монолитная подковообразная	IV
$B$ - пролет выработки в свету, м	5.73
$H$ - высота выработки в свету, м	6.87
$t$ - толщина постоянной обделки	80
$B_0$ - пролет нейтральной оси, м	8.34
$H_0$ - высота нейтральной оси, м	9.24
Класс сооружения	I
Сейсмичность района в баллах	9
Преобладающий период колебаний почвы, сек	0,4
Коэффициент Пуассона почвы	0,26

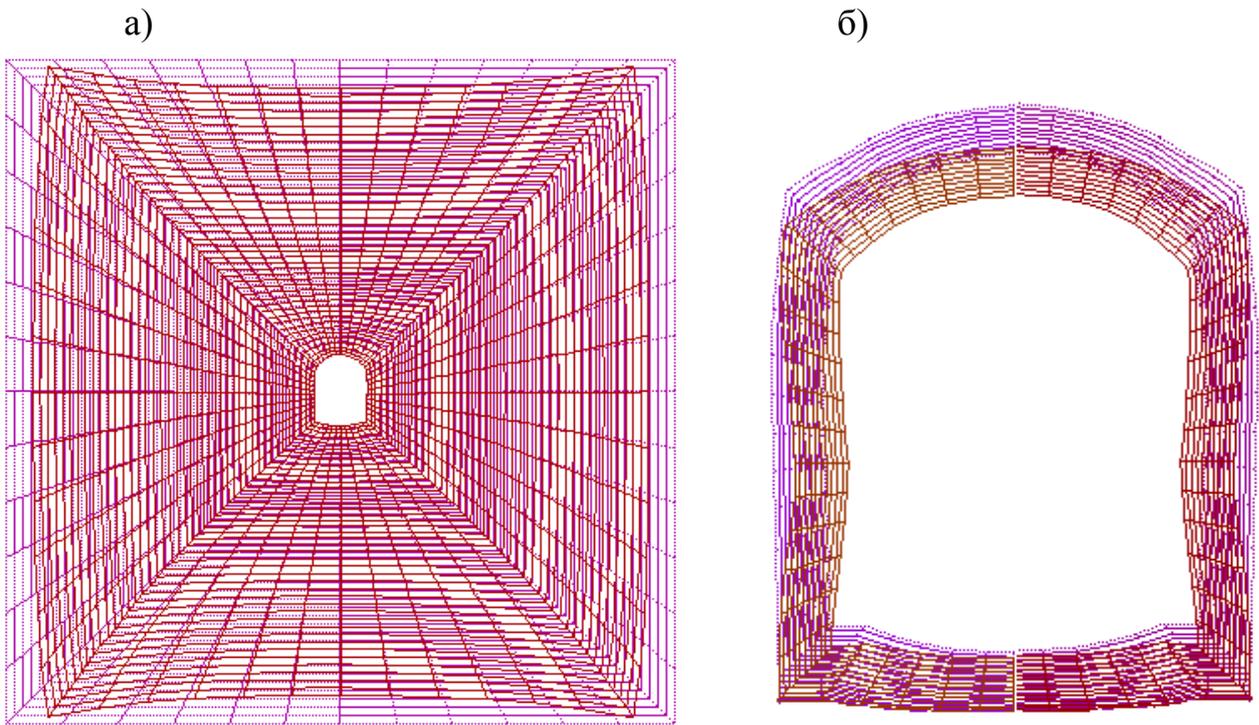
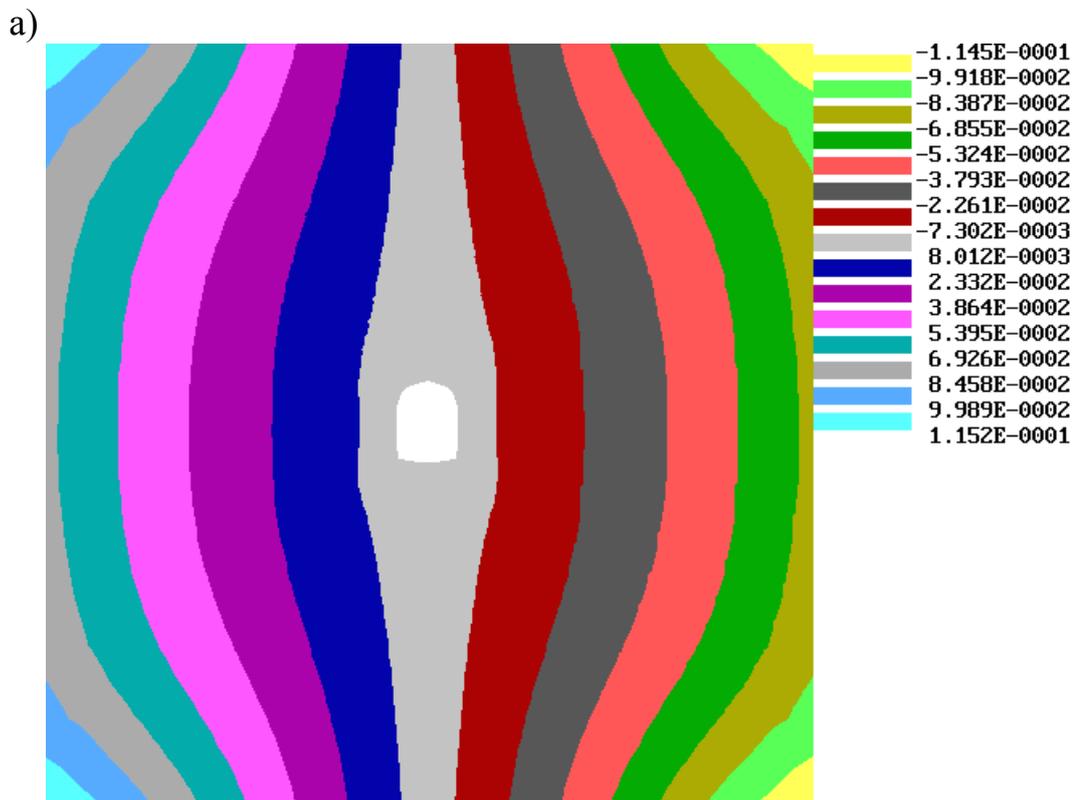


Рис. 3.26. Схема: а) расчетная конечно-элементная система “грунт- обделка”,  
 б) деформирования тоннельной обделки

Анализ расчетов показывают, что при воздействие сейсмической волны существенно влияет на напряженно-деформированное состояние “грунт-обделка” и их первоначальная форма искажается.



б)

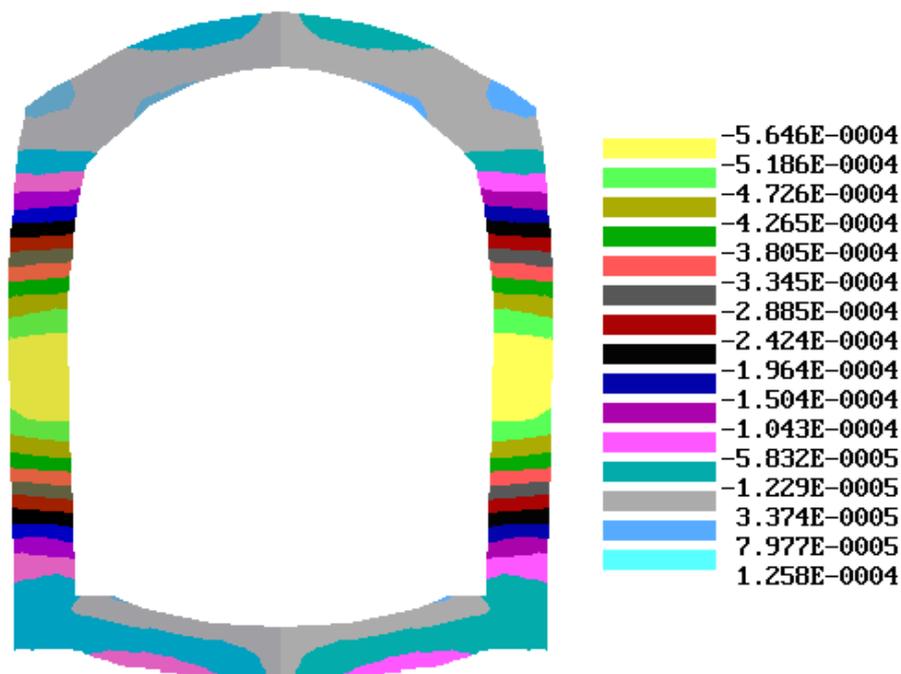
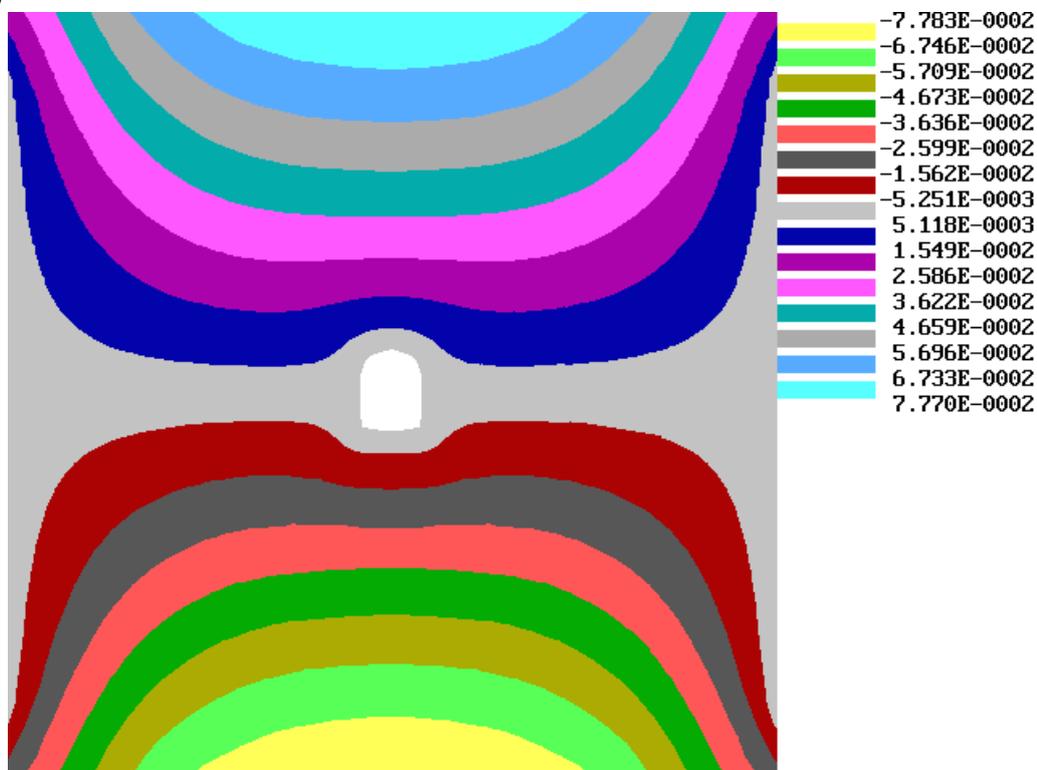


Рис. 3.27. Изохромы горизонтальных перемещений:  
а) в системе “грунт- обделка”,  
б) в тоннельной обделке

а)



б)

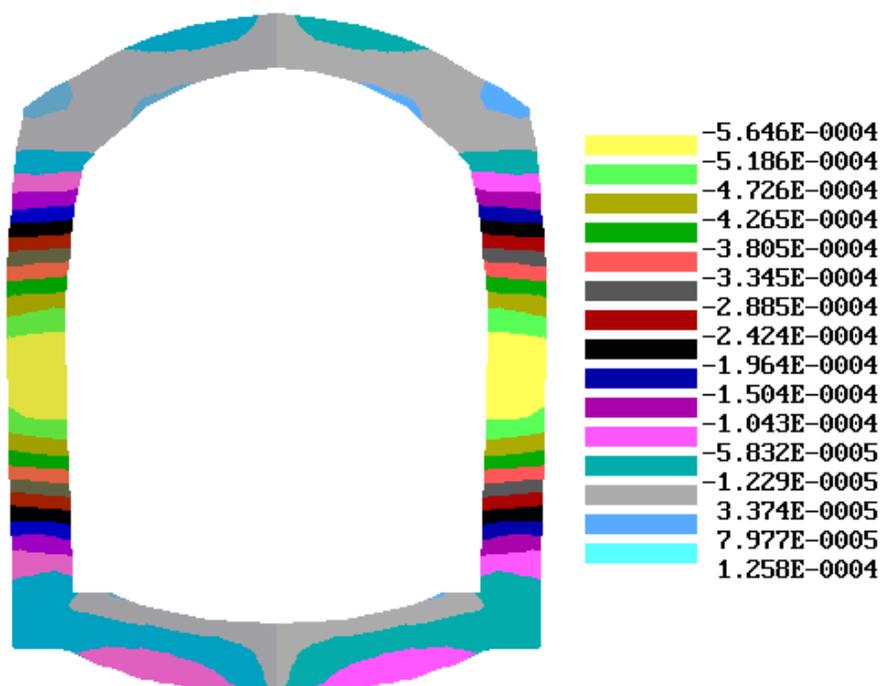
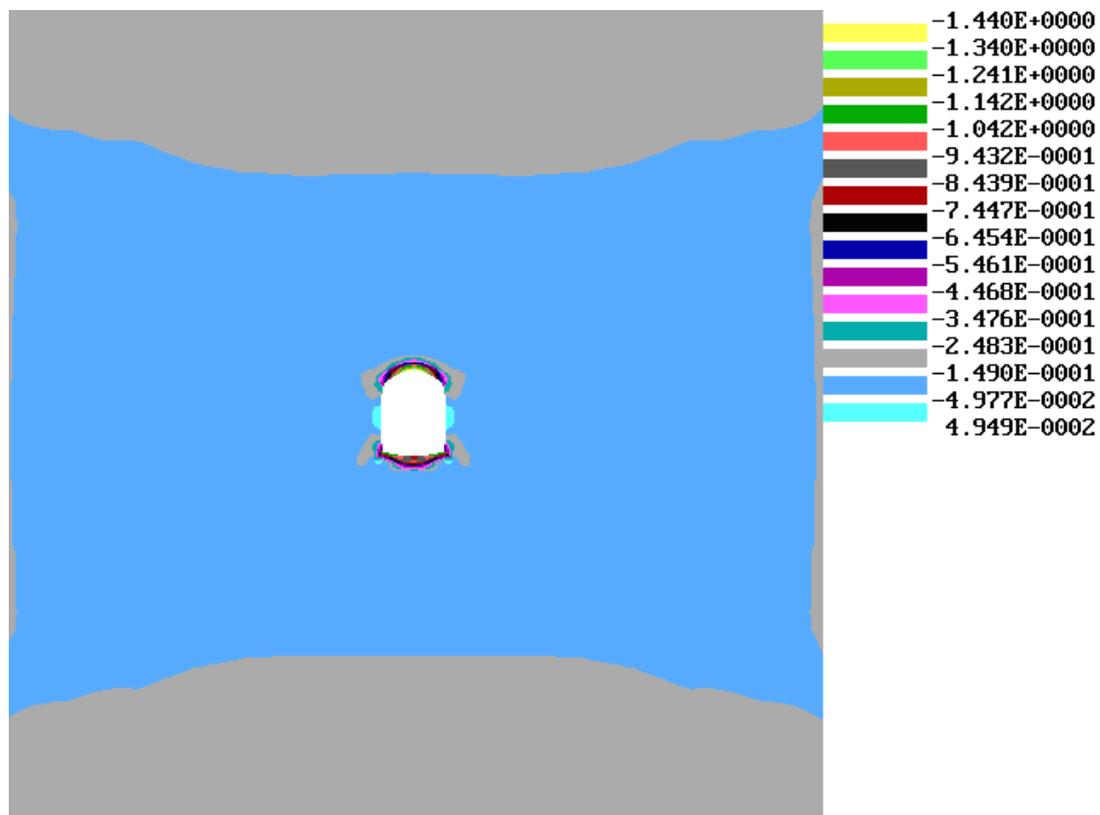
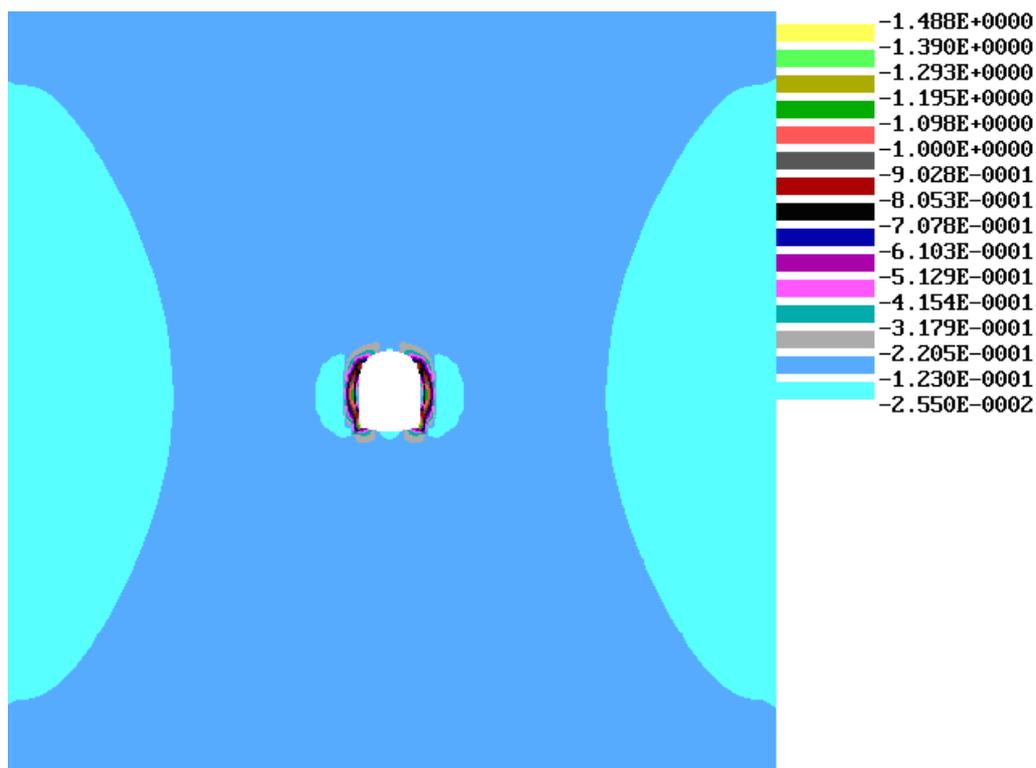


Рис. 3.28. Изохромы вертикальных перемещений, м:  
а) в системе “грунт- обделка”,  
б) в тоннельной обделке

а)



б)



в)

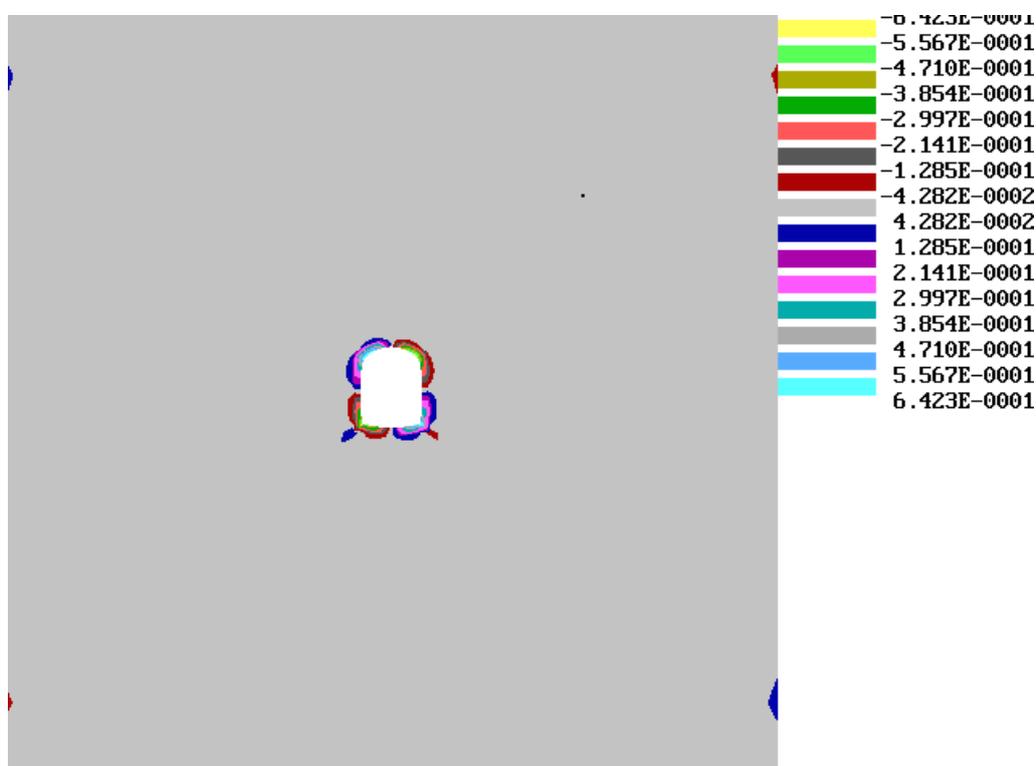
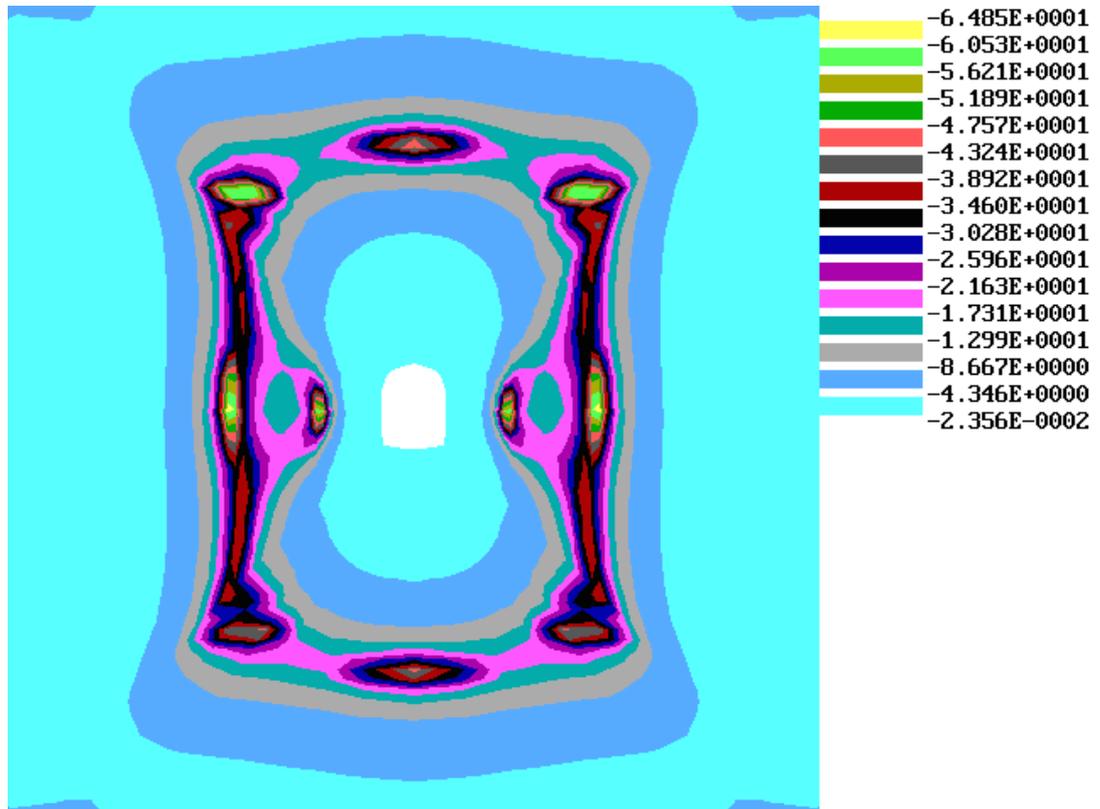


Рис. 3.29. Изохромы напряжений системы «грунт-обделка», МПа:  
а) горизонтальных, б) вертикальных, в) касательных

На рис.3.27-3.28 приведены, распределения горизонтальных и вертикальных изохром перемещений, а на рис.3.29 изохромы напряжений в системе «грунт-обделка». Наибольшие сжимающие и растягивающие напряжения в каждой точке области принимаются за расчетные.

а)



б)

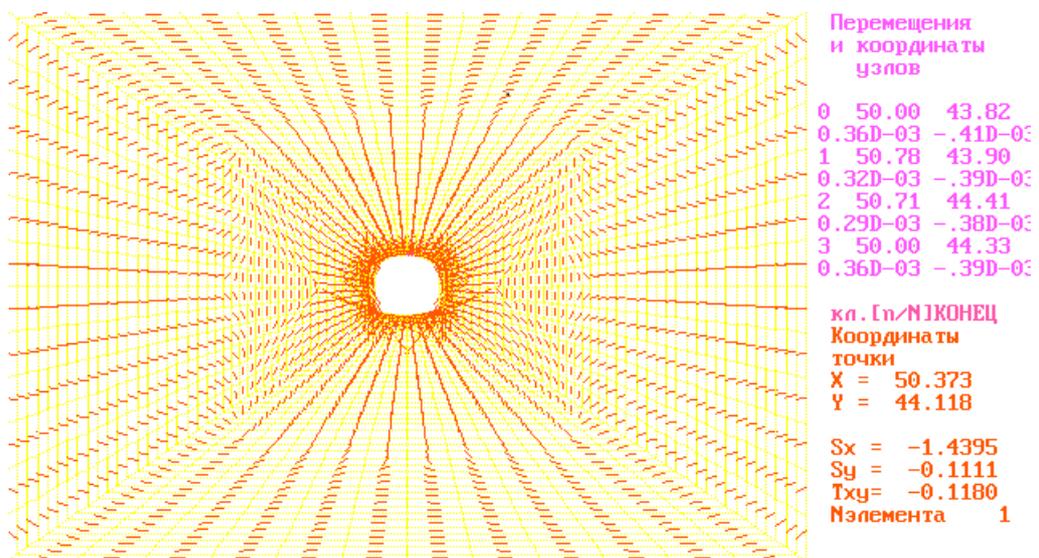
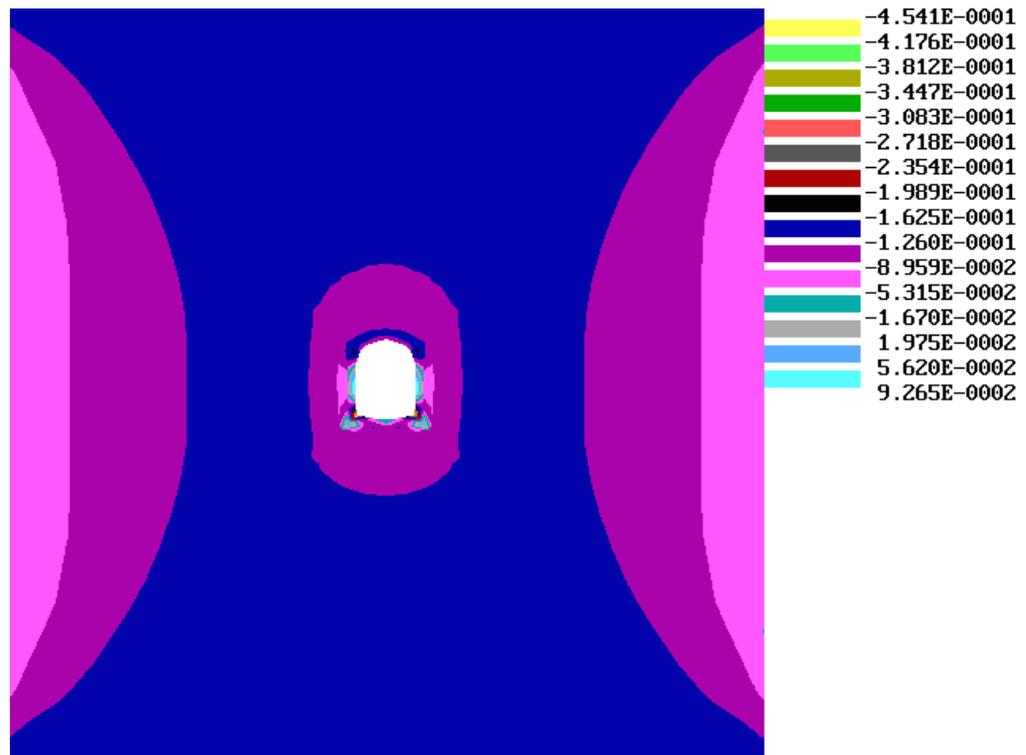


Рис.3.30. Возможная область: а) предельного состояния в системе «грунт-обделка», б) векторного поля напряжений

а)



б)

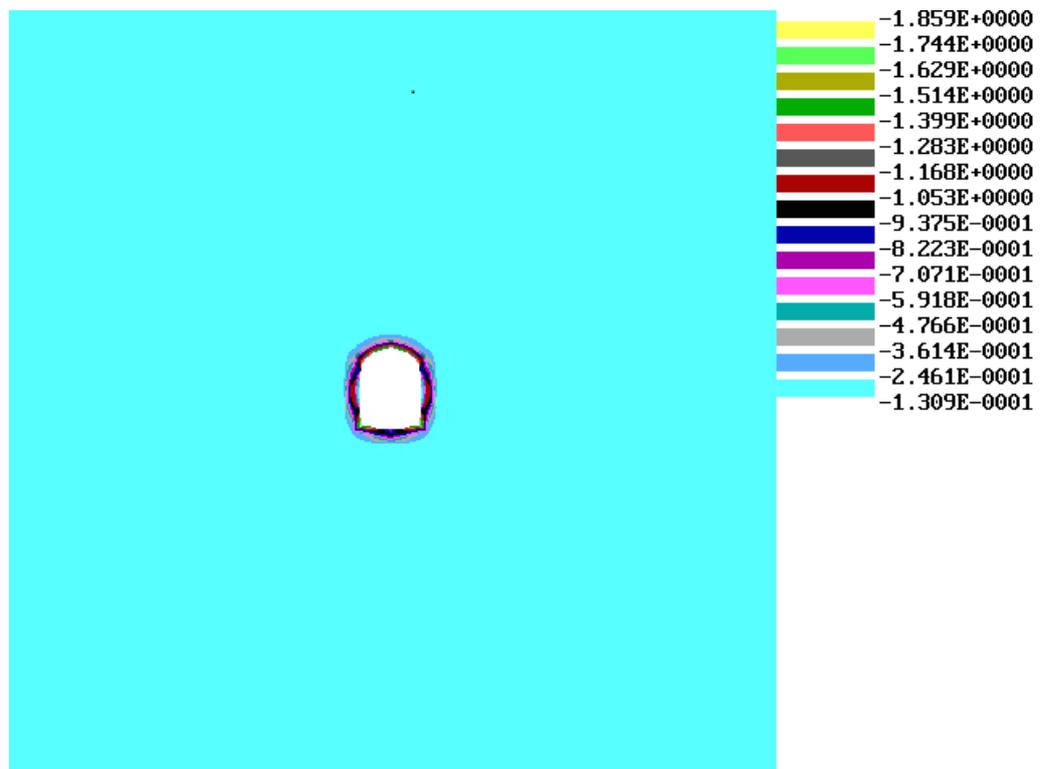
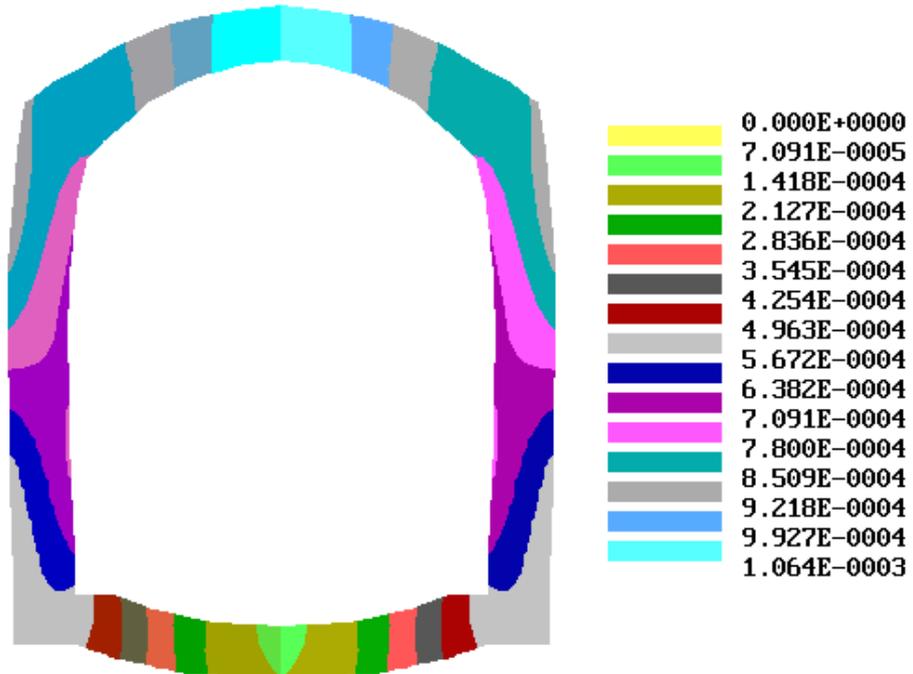


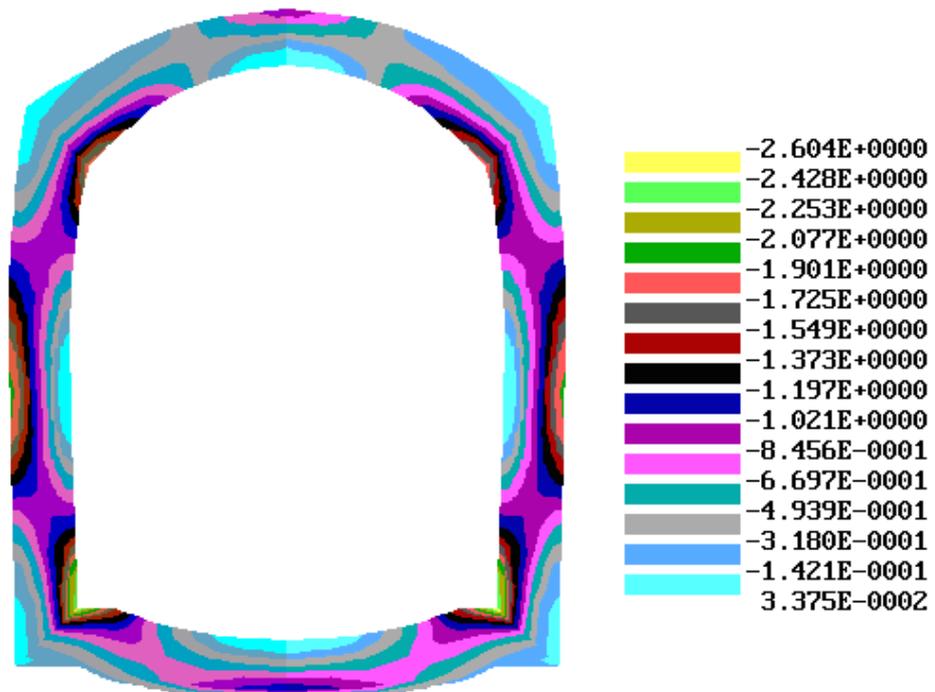
Рис. 3.31. Изохромы напряжений системы «грунт-обделка», МПа:  
 а) горизонтальных, б) вертикальных, в) касательных

Возможная область предельного состояния в системе «грунт-обделка» и векторное поле главных напряжений в тоннельной обделке приведены на рис. 30.

а)



б)



в)



Рис. 3.32. Изохроны главных максимальных (а) и минимальных (б), векторное поле напряжений в тоннельной конструкции, МПа

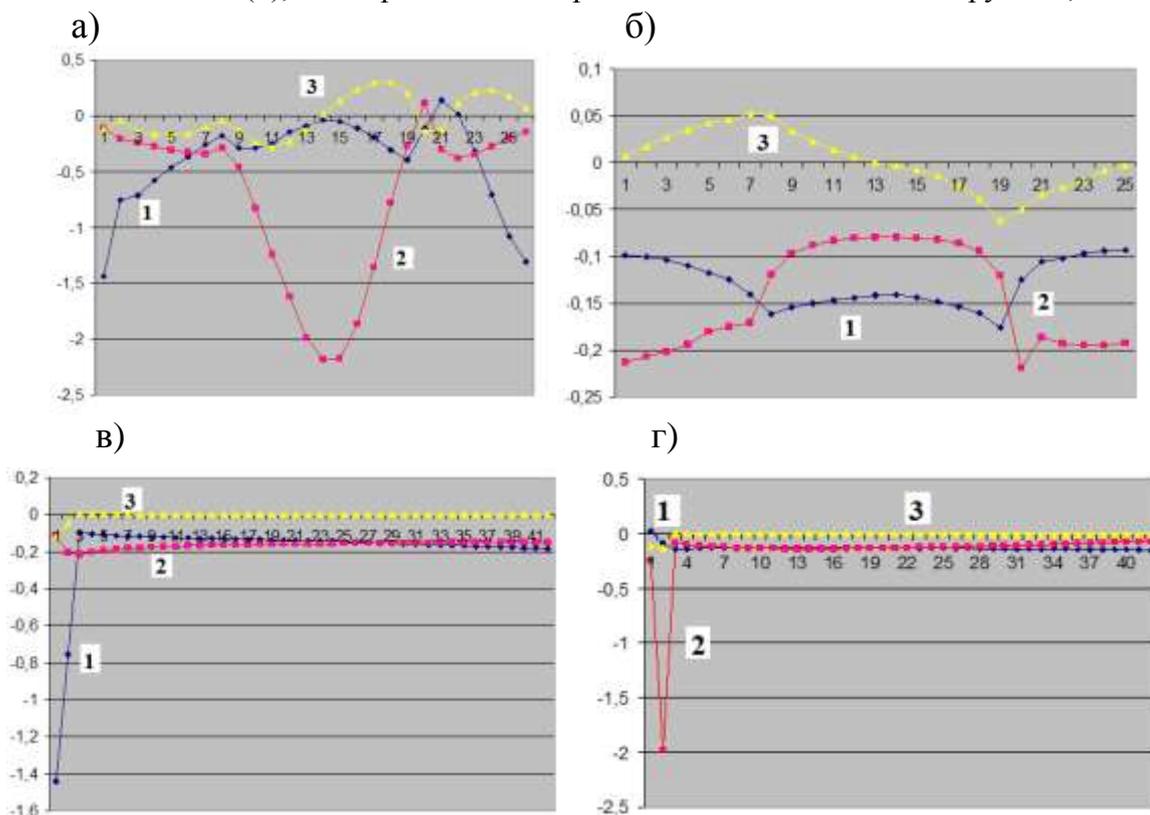


Рис. 3.33. Распределения напряжений, МПа:  
а) в тоннельной обделке, б) за тоннельной обделкой,  
в) за тоннельной обделкой в грунте по оси X,  
г) за тоннельной обделкой по оси Y, 1- горизонтальные напряжения,  
2 - вертикальные напряжения, 3 - касательные напряжения

Анализы показывают, что на область предельного состояния существенно влияет форма поперечного сечения тоннеля. Выявлено, что тоннельная обделка становится концентратором напряжений и максимальные напряжения возникают в соединении стенки и лотковой части тоннельной конструкции (рис.3.31).

На рис.3.32 даны распределения главных максимальных и минимальных напряжений в сечениях обделки. В основном в железобетонной конструкции высокие сжимающие напряжения возникают во внутренних средних сечениях элементов обделки между собой (свод-стена, стена-лоток). Только касательные напряжения меняют знак.

Максимальные значения сжимающего напряжения равнялось 2,64 МПа. Это говорит о хорошей форме сечения обделки. Растягивающие напряжения в арматурах частей бетона были самыми максимальными и их значения не превысили 0,037 МПа. На рис. 3.33 приведены полученные из расчета значения распределения напряжений за обделкой в грунте. Они на порядок различаются по их значениям, что существенно влияют на концентрации напряжений вокруг обделки.

### **Выводы по главе III**

В настоящей главе произведены конкретные расчеты напряженно-деформированного состояния конструкций автодорожных тоннелей различных очертаний от воздействия сейсмической нагрузки. Анализ расчетов показывают, что при воздействие сейсмической волны существенно влияет на напряженно-деформированное состояние “грунт-обделка” и их первоначальная форма искажается.

Проведен расчет монолитной конструкции тоннеля подковообразного очертания с плоским лотком. Тоннель расположен в горном районе в зоне выветривания в трещиноватых гранитах.

Выявлено, что максимальные напряжения возникают в соединении стенки и лотковой части тоннельной конструкции. В середине лотковой

части обделки напряжения существенно ниже относительно других сечений, так как лоток имеет повышенную жесткость с толщиной в пределах 1,0-1,2 м. Верхняя часть свода и наружная сторона стенки испытывают растягивающие напряжения, но они ниже нормативных значений.

Проведена оценка напряжённо-деформированного состояния горной автодорожной тоннельной обделки глубокого заложения. Конструкция возводится закрытым способом работ буровзрывным методом. Технология сооружения тоннеля производится уступным методом, при этом пройден верхний уступ, возведен временный бетонный свод (при этом учитывается два вида конструкции временного крепления), пройден нижний уступ под прикрытием временного бетонного свода.

Построенные векторные поля главных напряжений свидетельствует об увеличении напряжений в обделке при падении сейсмической волны в двух направлениях.

Напряжения в обделке в основном сжимающие и они на 20-40% больше чем в грунте. Больше всего испытывают деформации растяжения лотковая часть, сжатию подвержены участки в нижней части свода и боковых частях стенки, а также в верхней части свода.

Проведен расчет монолитной конструкции автодорожного тоннеля сооружаемая в районе, где преобладают горные породы, как алевролиты и аргиллиты. При этом максимальные значения сжимающего напряжения в обделке равнялось 2,64 МПа. Приведены полученные из расчета значения распределения напряжений за обделкой в грунте. Они на порядок различаются по их значениям, что существенно влияют на концентрации напряжений вокруг обделки.

Растягивающие напряжения в арматурах частей бетона были самыми максимальными и их значения не превысили 0,037 МПа. Это говорит о хорошей форме сечения обделки.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Обзор литературы и анализ работ посвященным проектированию и строительству тоннелей показал, что наиболее широко распространенным классом являются железобетонные подковообразные сборные и монолитные тоннели. До недавних пор проблемам эксплуатации и мониторинга тоннелей уделялось мало внимания. Это привело к тому, что в тоннелях развивались повреждения, которые приводили к аварийным и предаварийным ситуациям. В результате чего разрушалась, и повреждалась целостность вышележащего земляного грунта.

Проведенный анализ состояния элементов тоннельных сооружений, показал наличие повреждений не только силового (трещины, сколы и т. д.), но и коррозионного характера (шелушение бетона, растрескивание и т. д.). Ухудшение свойств материалов во времени носит, как правило, необратимый характер и зависит от условий деформирования, характера сейсмического воздействия грунтовой среды, ее состава и других факторов.

Существующая методика расчета железобетонных тоннелей опирается в основном на нормативные методологии 50-60 годов давности, где используются сильно упрощенные особенности поведения материалов и практически без учета воздействия грунтовой среды. Не учитываются реальные условия эксплуатации, оказывающие влияние на напряженно-деформированное состояние и долговечность тоннелей.

Следует подчеркнуть, что в основном горные тоннели относятся к тоннельным сооружениям глубокого заложения, глубина которых превышает диаметр обделки не менее чем в 3 раза.

В связи с этим методы предназначенные для расчета обделок тоннелей мелкого заложения (глубина заложения тоннеля превосходит наибольший размер его поперечного сечения менее, чем в 3 раза), не приемлемы в таких случаях.

При прохождении в горном массиве сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига, распространяющихся от очага землетрясения, в каждом элементе грунта, помимо естественного напряженного состояния, формируются сейсмические напряжения. В местах контакта грунта с контуром обделки тоннеля (или другим препятствием) при прохождении плоской сейсмической волны возникает концентрация сейсмических напряжений, являющихся дополнительной сейсмической контактной нагрузкой. Важной задачей является оценка напряженного состояния обделки автодорожного тоннеля от действия длинной волны сжатия-растяжения и волны сдвига, задаваемыми напряжениями на бесконечности. Последовательный анализ, происходящих при этом физических процессов, позволяет в достаточно полной мере определить основные закономерности взаимодействия обделки тоннелей совместно с вмещающим грунтовым массивом, а также разработать рекомендации по конструированию элементов с учетом всех особенностей работы тоннелей в горных условиях.

Целью диссертационной работы является изучение состояния автодорожных тоннелей и исследование их напряжённо-деформированного состояния с учетом совместного действия сейсмических волн сжатия (растяжения) и сдвига.

В настоящей главе произведена постановка задачи по расчету прочности транспортных тоннелей, находящихся в грунтовом массиве от действия сейсмических волн. При этом действия сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига - эти нормальные и касательные напряжения, возникающие в массиве на бесконечности по произвольным взаимно-перпендикулярным направлениям.

Решение контактной задачи теории упругости сводится к решению краевой задачи теории упругости, характеризующих соответственно напряженное состояние среды (грунтового массива) и конструкции (тоннельной обделки).

Разработанная модель и методика является инструментом для производства расчетов автодорожных тоннелей различной конфигурации. В результате расчетов определяются внутренние усилия в конструкциях тоннелей и напряжения в грунте окружающей тоннель. При расположении тоннеля глубокого заложения в однородных по сейсмической жесткости скальных грунтах при наличии экспериментальных данных возможно уменьшение коэффициента сейсмичности до  $0,5 k_c$  при глубине заложения тоннеля в 100 м и более.

Разработанная на основе метода конечных элементов расчетная модель обеспечивает в первую очередь выполнение расчетов напряженно-деформированного состояния системы «тоннель-грунт» различной очертаний от воздействия сейсмических волн, где описываются реальные свойства грунтов и тоннеля.

Для оценки эффективности и достоверности разработанных методов расчета тоннелей произведены серии сопоставительных расчетов. Результаты расчетов сравнивались с результатами полученными другими авторами, которые использовали различные модели расчета тоннелей. Сравнительный анализ результатов показали о применимости разработанного метода расчета к исследованию напряженно-деформированного состояния различных конструкций транспортных тоннелей на сейсмические воздействия.

Далее произведены конкретные расчеты напряженно-деформированного состояния конструкций автодорожных тоннелей различных очертаний от воздействия сейсмической нагрузки. Анализ расчетов показывают, что при воздействии сейсмической волны существенно влияет на напряженно-деформированное состояние «грунт-обделка» и их первоначальная форма искажается.

Проведен расчет монолитной конструкции тоннеля подковообразного очертания с плоским лотком. Тоннель расположен в горном районе в зоне выветривания в трещиноватых гранитах.

Выявлено, что максимальные напряжения возникают в соединении стенки и лотковой части тоннельной конструкции. В середине лотковой части обделки напряжения существенно ниже относительно других сечений, так как лоток имеет повышенную жесткость с толщиной в пределах 1,0-1,2 м. Верхняя часть свода и наружная сторона стенки испытывают растягивающие напряжения, но они ниже нормативных значений.

Проведена оценка напряжённо-деформированного состояния горной автодорожной тоннельной обделки глубокого заложения. Конструкция возводится закрытым способом работ буровзрывным методом. Технология сооружения тоннеля производится уступным методом, при этом пройден верхний уступ, возведен временный бетонный свод (при этом учитывается два вида конструкции временного крепления), пройден нижний уступ под прикрытием временного бетонного свода.

Построенные векторные поля главных напряжений свидетельствует об увеличении напряжений в обделке при падении сейсмической волны в двух направлениях.

Напряжения в обделке в основном сжимающие и они на 20-40% больше чем в грунте. Больше всего испытывают деформации растяжения лотковая часть, сжатию подвержены участки в нижней части свода и боковых частях стенки, а также в верхней части свода.

Проведен расчет монолитной конструкции автодорожного тоннеля сооружаемой в районе, где преобладают горные породы, как алевролиты и аргиллиты. При этом максимальные значения сжимающего напряжения в обделке равнялось 2,64 МПа. Растягивающие напряжения в арматурах частей бетона были самыми максимальными и их значения не превысили 0,037 МПа. Это говорит о хорошей форме сечения обделки.

## Список использованной литературы

1. Постановлением Президента Республики Узбекистан №ПП-1103 от 22.04.2009 г. «О мерах по реконструкции и развитию Узбекской национальной автомагистрали на 2009-2014 годы». <http://www.gazeta.uz>
2. Справочник инженера-тоннельщика / Г.М. Богомолов, Д.М. Голицинский, С.И. Сеславинский и др.; Под ред. В.Е. Меркина, С.Н. Власова, О.Н. Макарова. –М.: Транспорт, 1993. –389 с.
3. Еременко В. А., Лушников В. Н., Сэнди М. П., Милкин Д. А., Мильшин Е. А. Выбор и обоснование технологии проведения и способов крепления горных выработок в неустойчивых горных породах на глубоких горизонтах Холбинского рудника // Горный журнал. 2013. № 7. С. 59–66.
4. Еременко В. А., Разумов Е. А., Зяятдинов Д. Ф. Современные технологии анкерного крепления // ГИАБ. 2012. № 12. С. 38–45.
5. Маренный Я.И. Тоннели с обделкой из монолитно-прессованного бетона. –М.: Транспорт, 1985. –271 с.
6. Сэнди М. П., Лушников В. Н., Еременко В. А., Бухер Р. Опыт крепления горных выработок на подземных рудниках Австралии и Канады в сильнодеформируемых вмещающих массивах // Горный журнал. 2013. № 10. С. 73–78.
7. Айталиев Ш. М., Масанов Ж. К., Баймаханов И. Б. К расчету подземной конструкции в анизотропном массиве на длинноволновое сейсмическое воздействие. // Изв. АН Рес. Каз. Сер. физ.-мат, 1984, №5, с. 42-45
8. Барбакадзе В. Ш., Мураками С. Расчет и проектирование строительных конструкций и сооружений в деформируемых средах. - М.: Стройиздат, 1989, с. 472
9. Бугаева, О. Е. Проектирование обделок транспортных тоннелей / О. Е. Бугаева – Л.: Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта, 1993. – 100 с.

10. Гарбер В. А. Научные основы проектирования тоннельных конструкций с учетом технологии их сооружения. НИЦ "Тоннели и Метрополитены". АО "ЦНИИС", 1996, часть 1, с. 169, часть 2, с.220
11. Иманалиев Т.Б. Перспективные тоннели//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (22). Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 78-83
12. Котляровский В. А. и др. Убежища гражданской обороны. Москва, Стройиздат, 1989, с. 606
13. Компаниец С. А., Поправке А. К., Богородецкий А. А. Проектирование тоннелей. М.: Транспорт, 1973, с.317
14. В. Onouye and К. Kane. Statics and Strength of Materials for Architecture and Building Construction. 4-th edition, University of Washington, New Jersey, USA, 2016, p. 589
15. Меликулов А. Д., Тоштемиров У. Т. Современные технологии тоннелестроения на службе развития международных связей Узбекистана вдоль древнего великого шелкового пути. Материалы конференции “Перспективы развития строительных технологий”, ТГТУ, г. Ташкент, 2014, с.151-154
16. Баклашов И.В., Тимофеев О.В. Конструкции и расчет крепей и обделок. М.: Недра, 1979, 263 с.
17. Меркин В. Е., Маковский Л. В. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов. Журнал «Подземной пространство мира», 1996, №1-2, с. 57-60
18. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений, М.: Недра, 1994, с. 381
19. Булычев Н. С., Фотиева Н. Н. Оценка устойчивости породы, окружающей горные выработки. Шахтное строительство, 1977, №3, с.15-21
20. Карцивадзе Г. Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. М.:Транспорт, 1974, с. 264

21. Вопросы математического моделирования, расчета и повышение надёжности тоннельных сооружений. Под ред. Гарбера В.А. М: Транспорт,1981

22. Дорман И. Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей. М.: Стройиздат, 2000, с. 307

23. КМК. 2.05.04-97. Метрополитены. Госстрой РУз, Ташкент, 1997, с.85

24. Ишанходжаев А. А., Миралимов М. Х., Халилова Р. Х., И., Исроилов, И, Камалов К., Зокиров О. З., Журавлев В. И., Павлович Ю. Ю. КМК 2.05.05-96. Тоннели железнодорожные и автодорожные, Ташкент, 1996, с.22

25. Ишанходжаев А. А., Миралимов М. Х. и др. ШНК 2.01.20-16. Строительство в сейсмических районах. Госстрой РУз, Ташкент, 2016, с. 65

26. Мостков В.М. Подземные сооружения. М.: Наука, 1974, с. 320

27. Галлагер Р. Метод конечных Элементов. Основы. М.: Мир, 1984

28. Ишанходжаев А. А., Миралимов М. Х., Махмуд А. Х. Исследование и разработка сейсмостойких конструкций станций метрополитенов из сборных элементов. Материалы 20 конф. професс. препод. состава, ТАДИ, Часть 3, 1994, с.26

29. Ишанходжаев А. А., Миралимов М. Х., Хапизов Д. Новые направления в проектировании подземных транспортных конструкций и сооружений. Труды Меж. н-техн. конф. "Проблемы развития автотранспорта и транзитных коммуникаций в центрально-азиатском регионе, 15-17 октября 1996, Ташкент, Том 1, с.99-102

30. Miralimov M., Nasirov D., Radjabov T., Shojalilov Sh. Investigan of transport structures stability during movement of trains of high speeds. Вестник ТАДИ, №1-2, 2013. Ташкент, с.96-102

31. Миралимов М. Х., Алменов Х., Болтаев И., Маджидов Н. Разработка пакета программ по расчету транспортных сооружений

методом конечных элементов. Вестник ТАДИ, №3-4, 2013. Ташкент, с.56-69

32. Миралимов М. Х., Низаматдинов Ж, Болтаев И., Маджидов Н. Численное моделирование как основа прикладных исследований в области мостостроения. Вестник ТАДИ, №3-4, 2013. Ташкент, с.69-77

33. Ишанходжаев А. А., Миралимов М. Х., Соколов В. Н. и др. ШНК 2.05.03-12. Мосты и трубы. Госстрой РУз, 2012. Ташкент, с.466

34. Пирадов К. А., Гузеев Е. А. Механика разрушения железобетона. М. НИИЖБ, Госстроя РФ, 1998, -188 с.

35. Основы теории расчета и конструирования. Железобетонные конструкции // Под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура, Брест, 2004, - 380 с.

36. Давыдов С.С. Новый метод расчета обделки подземных сооружений. Вестник ВИА, 1935, т. 2

37. Шапошников Н.Н. Расчет круговых тоннельных обделок на упругом основании, характеризуемом двумя коэффициентами постели. Труды МИИТ, вып. 155, М.: Трансжелдориздат, 1961.

38. Seismic Design Aids for Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Structures. Taylor & Francis Group, London, 2010, p. 217

39. Daniel Suchora. "Hands on Applied Finite Element Analysis: Applications with ANSYS", AIAA Journal, Vol.54, No. 3, 2016, pp. 1150-1151

40. Hartl H., Handel C. 3D finite element modeling of reinforced concrete structures//Graz Univ. of Technol. : Inst. Of Structural Concrete. - Austria, 2000.- pp.1-10