

Решение задач геомеханики при строительстве автотранспортных тоннелей в олимпийском Сочи



Ю. С. Фролов,
доктор техн. наук,
профессор Петербургского
государственного
университета путей
сообщения (ПГУПС)



Т. В. Иванес,
канд. техн. наук,
доцент ПГУПС



В. Н. Кавказский,
канд. техн. наук,
доцент ПГУПС



А. Н. Коньков,
канд. техн. наук,
доцент ПГУПС

Строительный бум, связанный с выполнением Федеральной целевой программы строительства олимпийских объектов в г. Сочи, завершается. Близится к финалу и одна из важнейших составляющих программы – развитие транспортной инфраструктуры Большого Сочи. Во многом это стало возможным благодаря применению проектировщиками и строителями в тесном содружестве с учеными прогрессивных конструктивно-технологических решений, которые обеспечили снижение материальных и финансовых затрат, высокие темпы и экологическую безопасность строительных работ.

Самым значимым объектом новой транспортной инфраструктуры олимпийского Сочи является, несомненно, совмещенная автомобильная и железная дорога Адлер – горноклиматический курорт «Альпика-Сервис», которая будет обеспечивать транспортное сообщение с расположенными в горах спортивными комплексами. В едином техническом коридоре протяженностью 47 км сооружаются шесть тоннельных пересечений, включающих шесть железнодорожных тоннелей общей протяженностью 10 970 м, три автодорожных тоннеля – 6 866 м и три сервисно-эвакуационные штольни длиной 9 732 м.

В самом Сочи резкий рост уровня автомобилизации наряду с рельефными и градостроительными особенностями города, его расчлененностью реками, каньонами, действующей железнодорожной линией привел к исчерпанию пропускной способности городских магистралей, что вызывает заторы на дорогах и затрудняет оптимальную организацию движения автотранспортных потоков. В такой ситуации руководству региона необходимо было сосредоточить усилия на комплексном решении транспортной проблемы. Первоочередной мерой стало приоритетное развитие двух магистральных направлений: обхода г. Сочи и дублера Курортного проспекта (центральной магистрали города, исчерпавшей пропускную способность).

На обходе г. Сочи длиной 30,3 км необходимо было соорудить десять тоннелей общей протяженностью 9 611 м.

На трассе дублера Курортного проспекта длиной 16,6 км – девять тоннельных пересечений, шесть из которых представлены двумя параллельными тоннелями с разнонаправленным движением автотранспорта. Всего на трассе предполагалось проложить 15 тоннелей общей протяженностью 12 120 м.

Успешная реализация намеченных планов в значительной степени зависела от внедрения прогрессивных конструктивно-технологических решений, которые бы позволили обеспечить снижение материальных и финансовых затрат, высокие темпы и экологическую безопасность масштабного строительства.

Поставленные задачи успешно решались в тесном содружестве проектировщиков и строителей с учеными ОАО Ленметрогипротранс, НИЦ «Метро и тоннели» ОАО ЦНИИС (Москва), ООО НИЦ «Бамтоннель» (Новосибирск) и кафедры «Тоннели и метрополитены» Петербургского государственного университета путей сообщения. Последние несколько лет одно из приоритетных направлений научно-практической деятельности сотрудников кафедры ПГУПС было связано со строительством горным способом тоннелей в г. Сочи. При таком способе сооружения тоннелей выбор и обоснование типа, а также конструкции временной крепи является одним из ключевых вопросов, тесно связанных с методикой раскрытия выработки (на полное сечение или по частям, если по частям, то в какой последовательности). Тип и конструкция временной крепи,

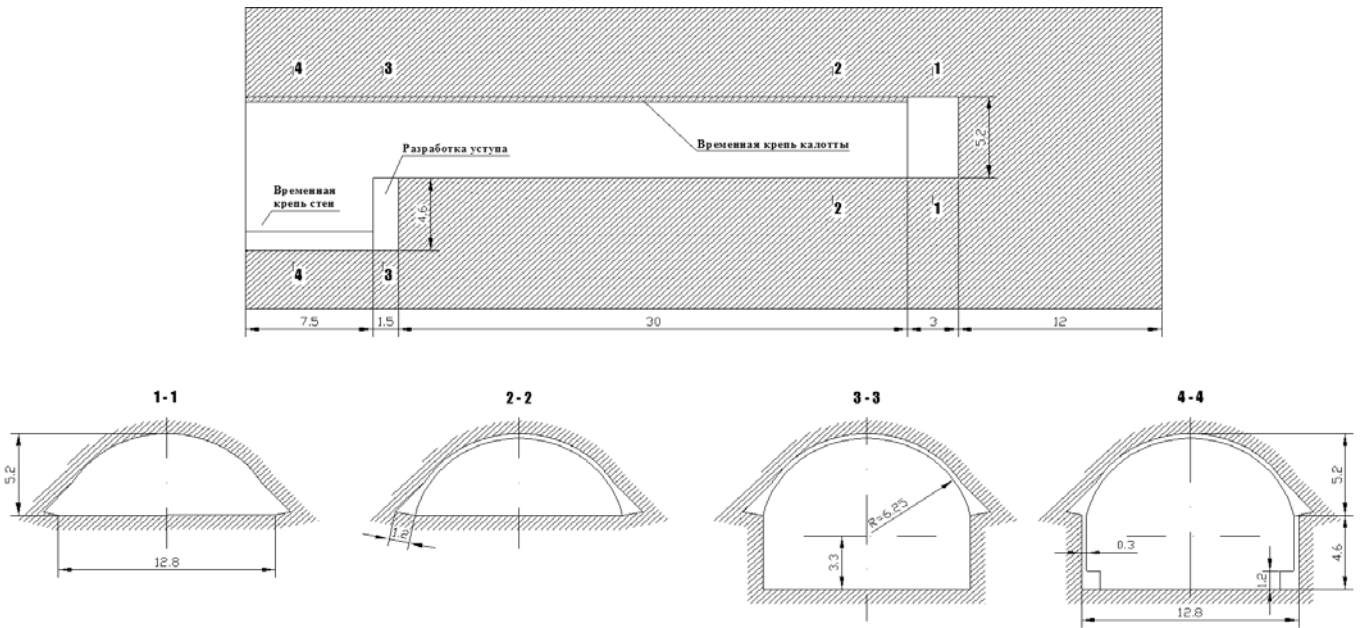


Рис. 1. Схема к построению математической модели

обеспечивая безопасность проходки, являются факторами, в значительной степени определяющими трудоемкость работ и темпы сооружения тоннеля.

Ниже приведены примеры решения геомеханических задач, связанных с оценкой устойчивости выработок с различными типами временной крепи. Анализ устойчивости выполнен на математических 3D-моделях с использованием метода конечных элементов (МКЭ). Расчеты произведены с применением программного комплекса Solid Works/Cosmos Works для решения задач статики твердых деформируемых тел. Расчетный комплекс сертифицирован в России и применяется для решения инженерных задач.

Задача 1. Оптимальное решение конструкции временной крепи

Опыт, приобретенный в начальный период строительства автодорожного тоннеля № 6 на обходе г. Сочи, показал, что несущая способность первоначально принятой в проекте арочно-бетонной временной крепи на многих участках неоправданно завышена. В связи с этим было принято решение исключить из бетона стальные арки, заменив их на арматурные стержни, поддерживающие стальную сетку до бетонирования крепи после продвижения забоя на очередную заходку.

Для обоснования принятого решения необходимо было провести анализ несущей способности бетонной крепи во взаимодействии с грунтовым массивом на всех этапах проходческого

цикла: от раскрытия забоя калотты до устройства крепи по всему периметру сечения тоннеля, раскрытого до проектного очертания, чтобы обеспечить соответствие конструктивных параметров временной крепи инженерно-геологическим условиям и принятой технологической схеме проходки тоннеля.

Выделенный для исследования участок протяженностью 1 000 м располагался на глубине от 60 до 210 м. Условия проходки тоннеля на этом участке за исключением зоны разлома характеризовались относительно благоприятными инженерно-геологическими условиями. Грунты были представлены аргиллитами с прослойками песчаников, на всем протяжении отмеченного участка тоннеля эти грунты слабо выветрелые.

Проходка тоннеля на опытном участке велась уступным способом (рис. 1). Калотта высотой 5,2 м циркульного очертания с увеличенным до 14,0 м пролетом на уровне пят свода. Проходка калотты проводилась на все сечение заходками по 3 м. С отставанием от забоя на величину заходки устраивалась временная крепь (первичная обделка) из монолитного бетона.

С отставанием от забоя калотты на 33,0 м разрабатывался грунт уступа выработки пролетом 12,8 м высотой 4,6 м заходками по 1,5 м с немедленным возведением стен временной бетонной крепи.

Для математического моделирования выбран участок тоннеля, расположенный на максимальной глубине заложения, равной 215 м. Грунтовый массив

в расчетной схеме метода конечных элементов представлен в виде параллелепипеда, размеры которого определены с учетом продвижения забоя и размеров зоны влияния выработки (рис. 2). Учитывая симметрию задачи относительно плоскости YZ, в расчетную схему включены половина сечения выработки и выделенной области грунтового массива.

Вмещающий выработку массив представлен в модели аргиллитами, прочностные и деформационные характеристики которых были определены с учетом структурного строения массива. Массив разбит на 16 554 объемных восьмиузловых элемента. В калотте размещен фрагмент крепи переменной жесткости, возводимой с отставанием от забоя калотты на 3 м. Модуль упругости и коэффициент Пуассона бетона временной крепи приняты с учетом набора прочности образцов бетона на сжатие в процессе твердения. На расстоянии 33,0 м от забоя калотты выработка раскрыта на полное сечение, и под свод подведены стены из монолитного бетона с соответствующими возрасту бетона деформационными характеристиками. Монолитный бетон временной крепи представлен в модели 390 четырехузловыми оболочечными элементами, пяты свода и стен обделки моделировались с помощью 120 объемных восьмиузловых элементов. Все элементы модели весомые.

По результатам численного анализа силового взаимодействия системы «вре-

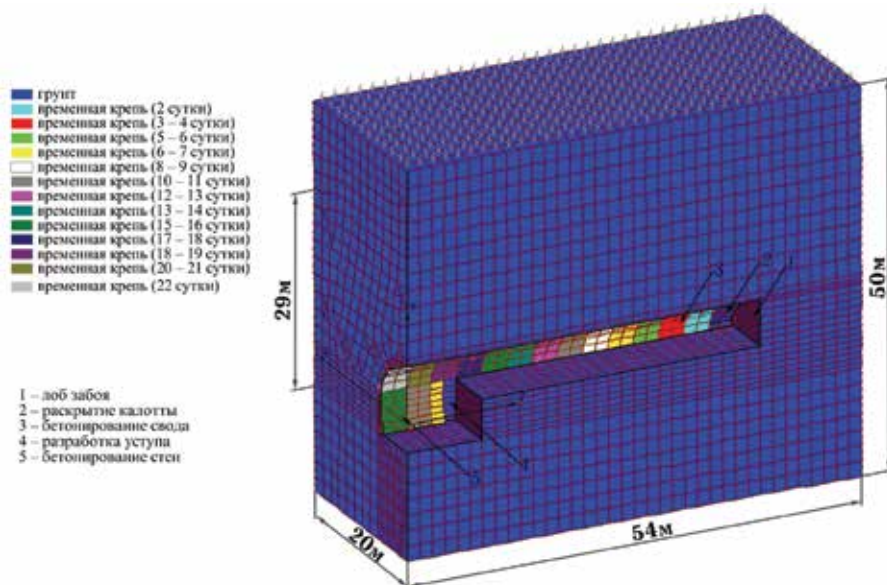


Рис. 2. Расчетная схема метода МКЭ

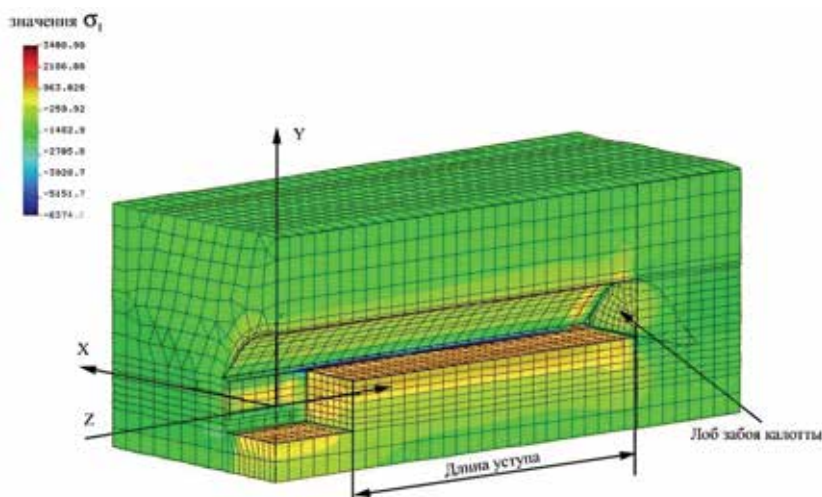


Рис. 3. Распределение главных напряжений σ_1 (10–3 МПа) в грунтовом массиве

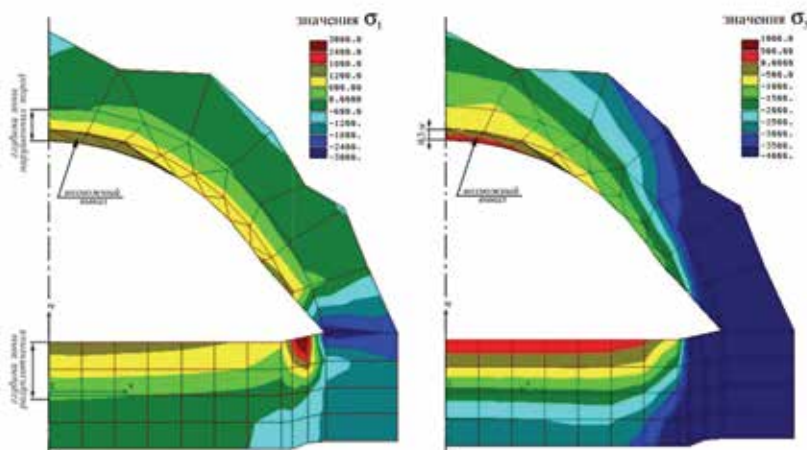


Рис. 4. Распределение главных напряжений σ_1 и σ_3 (10–3 МПа) в грунтовом массиве в сечении на расстоянии 1,5 м от забоя.

менная крепь переменной жесткости – грунтовый массив» определены значения главных напряжений σ_1 и σ_3 в грунтовом массиве вблизи выработки, а также главных и нормальных тангенциальных на-

пряжений в бетоне крепи. Установлено, что непосредственно вблизи забоя калотты при глубине заходки в 3 м незакрепленная выработка в основном сохраняет устойчивость. Однако на расстоянии,

превышающем 1,5 м от забоя, возникает зона незначительных растягивающих напряжений протяженностью до 5,0 м по периметру свода и 1,5 м вдоль оси выработки (рис. 3, 4). Здесь следует ожидать образования локальных вывалов глубиной 0,3–0,6 м. Наибольшие сжимающие напряжения в грунте зафиксированы под пятнами свода крепи.

На всем протяжении рассматриваемого участка тоннеля нормальные тангенциальные напряжения в бетоне крепи сжимающие (рис. 5). В крепи калотты их значения не превышают нормативной прочности образцов бетона, соответственно, на 10-е и 26-е сутки. На призабойном участке крепи калотты протяженностью 9 м, а также в некоторых сечениях стен зафиксированы сжимающие напряжения несколько выше прочностных характеристик образцов бетона, соответствующего возрасту на этом этапе проходки. С учетом времени твердения бетона до проектной прочности разработку уступа рекомендовано производить с отставанием не менее 60 м.

Растягивающие напряжения в бетоне крепи ориентированы в основном вдоль оси тоннеля, и их уровень не превышает расчетной прочности на растяжение. В бетоне временной крепи у забоя калотты и на участках примыкания свода к стенам вблизи забоя уступа зафиксированы незначительные растягивающие напряжения, ориентированные вдоль оси тоннеля. Эти напряжения не превышают расчетной прочности бетона на растяжение.

Результаты исследований, выполненных на математических моделях, обосновали возможность при проходке тоннеля исключить из проходческого цикла установку арок, выполненных из прокатного профиля, что привело к существенному снижению трудоемкости работ и сокращению времени проходческого цикла до 42 ч вместо 48 ч, предусмотренных в проекте. В последующем монолитный бетон временной крепи был заменен на брызгбетоном. В результате при строительстве автодорожного тоннеля среднемесячная скорость проходки калотты составила 60 м/мес.

Задача 2. Опережающая крепь при проходке участка тоннеля на полное сечение

При строительстве тоннелей на магистрали дублер Курортного проспекта требовалось решить проблемы, воз-

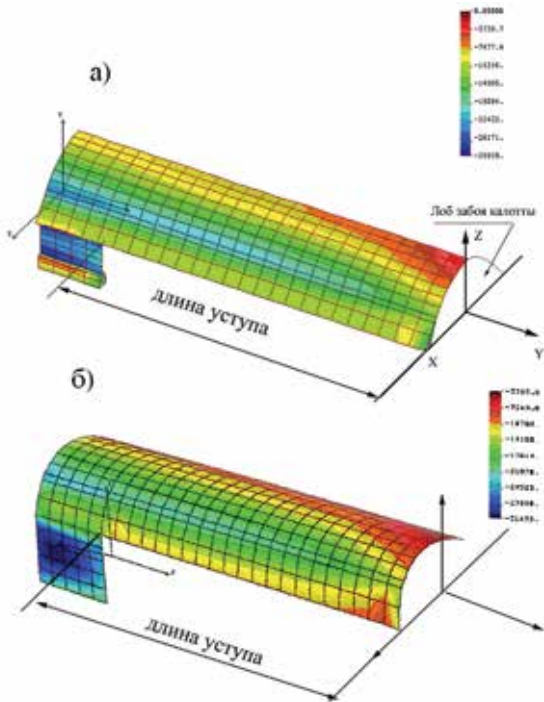


Рис. 5. Распределение нормальных тангенциальных напряжений по наружной (а) и внутренней (б) поверхностям бетонной крепи

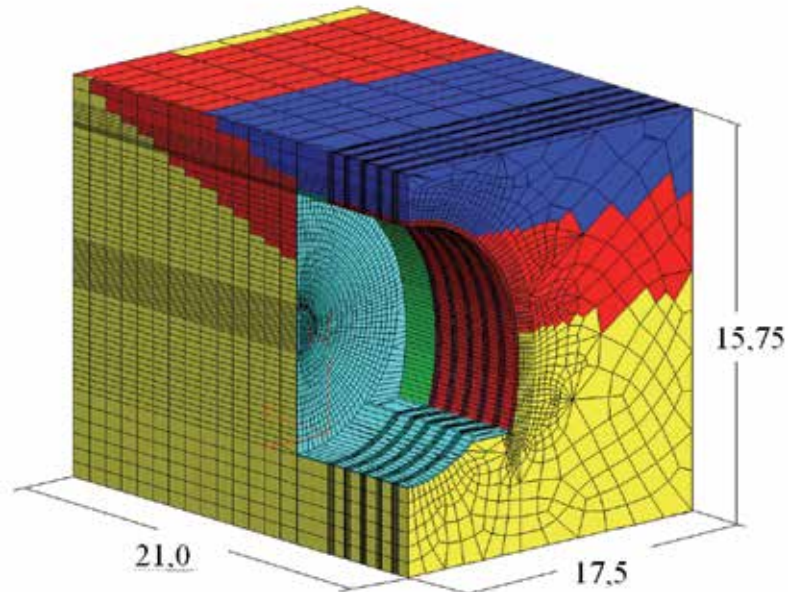


Рис. 6. Расчетная схема выработки с комбинированной временной крепью

никшие при строительстве тоннелей № 8 и 6.

Цель проведенных исследований заключалась в обосновании возможности проходки на полное сечение участка подходной выработки к тоннелю № 8. Вмещающий выработку грунтовый массив был представлен аргиллитами и тяжелыми суглинками. Толща этих грунтов над выработкой на припортальном участке тоннеля – всего 2 м. Требовалось оценить устойчивость большепролетной выработки (пролетом 12,0 м и высотой 11,3 м), закрепленной комбинированной крепью: арочно-бетонной с опережающей крепью кровли и лба забоя. Опережающая крепь выполнена из металлических и стекловолоконных труб.

Грунтовый массив и обделка моделировались объемными призматическими конечными элементами типа SOLID; арки – оболочечными элементами типа SHELL 4; опережающая крепь кровли – стержневыми элементами BEAM 3D, имеющими общие узлы с грунтовыми элементами; крепление забоя – элементами типа TRASS 3D. Такой подход при решении задач горной геомеханики дает ряд преимуществ перед традиционными методами решения контактных задач, так как позволяет учесть конструктивные и технологические особенности крепи.

В поперечном сечении размеры выделенного фрагмента грунтового

массива составили 31,5×17,5 м. В продольном направлении длина фрагмента массива (21,0 м) определялась расстоянием, соответствующим шести циклам проходки (7,0 м) и величиной целика грунта перед забоем (14,0 м). С учетом симметрии задачи относительно плоскости «YZ» для расчета была выделена половина фрагмента массива с выработкой (рис. 6).

Крепление выработки проводилось в соответствии с проектом сдвоенными двутавровыми арками, установленными с шагом в 1,0 м. Пространство между арками заполнялось бетоном толщиной 300 мм, у забоя – набрызгбетоном толщиной 100 мм. Элементы опережающей крепи: в кровле – 58 стальных труб наружным диаметром 114 мм, в стенах – 56 стекловолоконных труб наружным

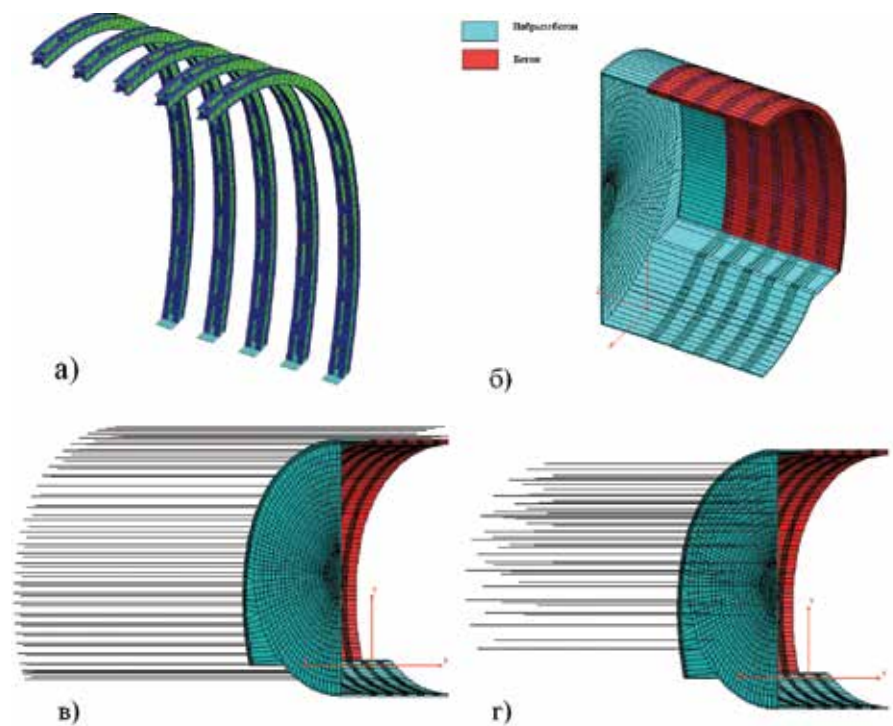


Рис. 7. Фрагменты расчетной схемы: а) арки; б) набрызгбетон; в) экран из труб по контуру выработки; г) стекловолоконные трубы в забое

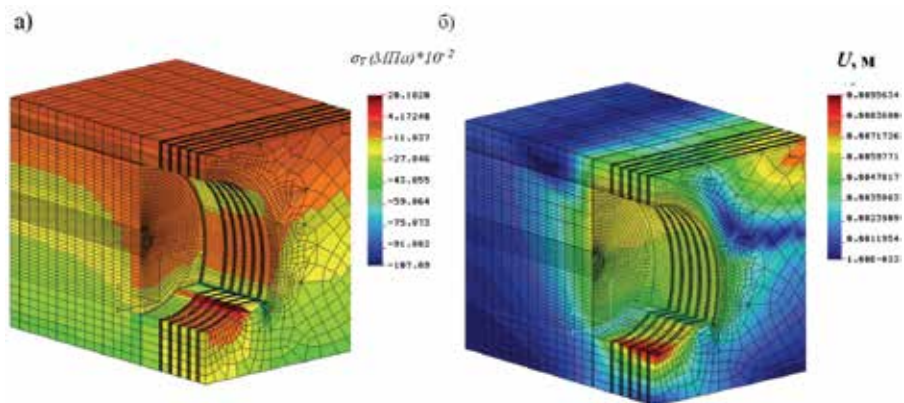


Рис. 8. Картина распределения сжимающих напряжений (а) и результирующих смещений (б) в грунтовом массиве вблизи выработки

диаметром 76 мм, заполненных раствором.

Крепление плоскости забоя проводится с помощью 96 стекловолоконных труб наружным диаметром 60 мм и слоя набрызгбетона толщиной 10 см. Фрагменты расчетной схемы приведены на рис. 7.

В результате расчета получены картины распределения сжимающих и растягивающих напряжений, а также смещения в грунтовом массиве вблизи выработки (рис. 8). Наибольшие сжимающие напряжения зафиксированы в подошве выработки под пятнами арок, но величина этих напряжений не превышает предела прочности на сжатие, расположенных под пятнами арок аргиллитов. В кровле и в нижней части забоя, где встречаются слои тяжелых суглинков, величина напряжений соизмерима с пределом прочности этих грунтов на сжатие.

Существенные растягивающие напряжения зафиксированы в верхней части забоя и в примыкающей к нему кровле выработки, расположенной в суглинках. Зона растягивающих напряжений в забое выработки распространяется вглубь массива на расстояние 1,0–2,0 м, а вблизи лба забоя достигает поверхности.

Значения растягивающих и сжимающих напряжений в арках временной крепи показали значительный запас их несущей способности. Зафиксированные в стальных трубах опережающей крепи кровли и в стекловолоконных трубах максимальные растягивающие напряжения существенно ниже прочностных характеристик этих материалов.

Анализ возможных смещений лба забоя и контура выработки с опережающей крепью показал, что зона влияния выра-

ботки распространяется вглубь массива на расстояние не более 12,0 м от контура выработки и осадки поверхности не превышают 56 мм. При этом смещения в центральной части лба забоя составляют не более 30 мм, в нижней незакрепленной части забоя – 55 мм.

Результаты расчета показали, что предусмотренное проектом крепление кровли и лба забоя выработки опережающей крепью, арками и набрызгбетоном не предотвращает появления зон возможных обрушений в грунте, но ограничивает область их распространения. Поэтому на исследуемом участке тоннеля горное давление вполне воспринимается временной крепью, что препятствует возникновению вывалов и подвижкам грунта.

Задача 3. Обеспечение эксплуатационной надежности железнодорожного тоннеля

На трассе дублера Курортного проспекта тоннели пересекают не только водоразделы, косогоры и плотно застроенные городские кварталы. Трасса тоннелей № 6 и 6а пересекает под острым углом действующий железнодорожный тоннель № 5 на проходящей через центральные районы города железнодорожной магистрали Туапсе – Адлер. Тоннельное пересечение на автодороге включает два параллельных тоннеля длиной 564,12 м и 557,8 м. По каждому тоннелю предусматривается пропуск двухполосного движения автотранспорта в одном направлении (рис. 9).

Инженерно-геологические условия в зоне пересечения в соответствии со СНиП 22-01-95 классифицируются как сложные. Все три тоннеля на проблемном участке расположены в толще аргиллитов низкой и пониженной проч-

ности с включением линз и прослоев песчаника.

Тектонические дислокации массива увеличивают его трещиноватость, что приводит к возрастанию их водопроницаемости и снижению прочности в процессе проходки. Все это провоцирует возникновение негативных геомеханических процессов, таких как нарастание горного давления, потеря устойчивости выработки с образованием значительных по объему вывалов грунта.

Принимая к сведению эти факторы, а также то, что действующий железнодорожный тоннель попадает в зону влияния строящихся автодорожных тоннелей, Управление пути и сооружений Центральной дирекции инфраструктуры – филиала ОАО «РЖД» – установило жесткие требования к минимизации степени влияния строящихся тоннелей на эксплуатационные качества железнодорожного тоннеля. Эти требования обусловлены тем, что тоннель, построенный в 1914 г., находится на единственной железнодорожной линии, проходящей вдоль побережья Черного моря за пределы Российской Федерации. По этой дороге осуществляются все пассажирские и грузовые перевозки, в том числе доставка материалов и техники при строительстве олимпийских объектов.

Для обеспечения эксплуатационной надежности железнодорожного тоннеля в процессе проходки автодорожных тоннелей проектировщик и подрядчик определили два пути решения проблемы:

- пройти автодорожные тоннели уступным способом с устройством бетонного обратного свода при разработке калотты и закреплением его железобетонными анкерами на всю высоту уступа; разработать нижний уступ по частям (средняя штросса – боковые штроссы) с устройством экрана из труб длиной 15 м в подошве выработки, установленных в скважинах, пробуренных под углом 5°;
- по результатам расчетно-теоретических исследований установить пороговые значения прочностных и деформационных параметров конструкции, определить напряженно-деформированное состояние (НДС) обделки тоннеля в условиях ее работы, близких к реальным, и вести мониторинг НДС обделки железнодорожного тоннеля в процессе проходки над ним автодорожных тоннелей.

Таблица 1. Результаты расчета напряженного состояния обделки тоннеля на заданные деформации

Вид деформирования	Шаг нагружения	Максимальные перемещения, мм				Максимальные напряжения (сжимающие/растягивающие), МПа			
		Свод	Левая стена	Правая стена	Обратный свод	Свод	Левая стена	Правая стена	Обратный свод
При кососимметричном нагружении	1	3,9	1,9	2,2	0,6	-6,3	-6,5	-3,6	-3,3
	2	18,6	9,4	9,5	1,1	-8,5/1,2	-7,8	-5,9	-3,4
При симметричном нагружении	1	4,9	2,6	2,6	0,6	-6,2	-5,1	-5,5	-3,3
	2	22,1	11,5	11,6	0,2	-8,1/1,6	-12,2	-10,9	-3,1

С целью уточнения конструкции обделки железнодорожного тоннеля и для оценки технического состояния обследуемого участка сотрудники кафедры «Тоннели и метрополитены» ПГУПС предварительно провели комплекс работ, включающий:

- анализ результатов предыдущих обследований;
- визуальное обследование обделки с составлением дефектных карт;
- определение прочностных характеристик материалов обделки;
- георадарные исследования стен тоннеля и прилегающего к тоннелю грунтового массива.

На основании проведенного обследования было установлено следующее.

1. Обделка тоннеля выполнена в виде трехрядной кладки из бетонных блоков толщиной 270–300 мм на цементно-песчаном растворе. Общая толщина обделки – 850–900 мм. За обделкой тоннеля присутствуют элементы деревянной временной крепи и каменная забутовка, выполняющая функции дренажа. Прочность на сжатие бетона блочной обделки составляет 35–50 МПа, прочность раствора составляет 15–20 МПа.

2. Дефекты тоннельной обделки представлены вертикальными трещи-

нами в стенах с раскрытием до 0,4 мм, отдельными вертикальными трещинами по деформационным швам между секциями раскрытием до 1,0 мм, трещинами в монолитном бетоне ниш и камер. Общее количество дефектов незначительно. Течей и зон увлажнений на обследуемом участке не обнаружено.

3. По результатам обследования технического состояния обделки железнодорожного тоннеля после почти векового периода эксплуатации следует классифицировать как работоспособное (по СП13-102-2003).

Предельные значения напряжений и деформаций в обделке железнодорожного тоннеля, при которых технический уровень конструкции снизится до ограниченно работоспособного, определили по результатам анализа статической работы конструкции на заданные нагрузки. Анализ проводился методом конечных элементов с использованием программного комплекса Plaxis.

Значения допустимых деформаций обделки установили по величинам, при достижении которых в обделке возникали растягивающие напряжения, а сжимающие приближались к пределу прочности на сжатие цементно-песчаного раствора кладки. Численный анализ НДС обделки, проведенный на симметричные и кососимметричные нагрузки, показал, что максимальные значения деформаций, при которых в своде обделки возникнут напряжения близкие к предельно допустимым, не должны превышать 20 мм. При больших значениях в своде возникнут растягивающие напряжения, а сжимающие напряжения в стенах приблизятся к пределу прочности на сжатие раствора кладки (рис. 10). Результаты расчета напряженного состояния обделки тоннеля на заданные деформации представлены в табл. 1.

На следующем этапе моделирования был выполнен численный анализ степени влияния проходки автодорожного

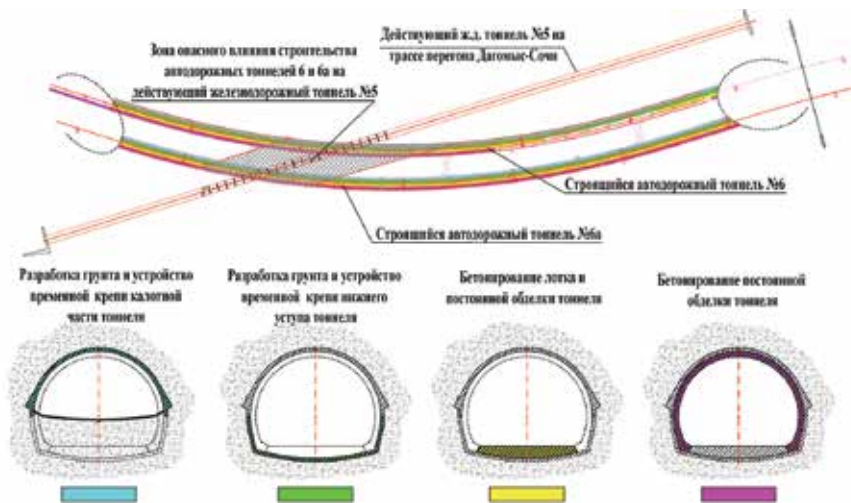


Рис. 9. Взаимное расположение в плане автотранспортного и железнодорожного тоннелей.

Этапы сооружения автотранспортного тоннеля

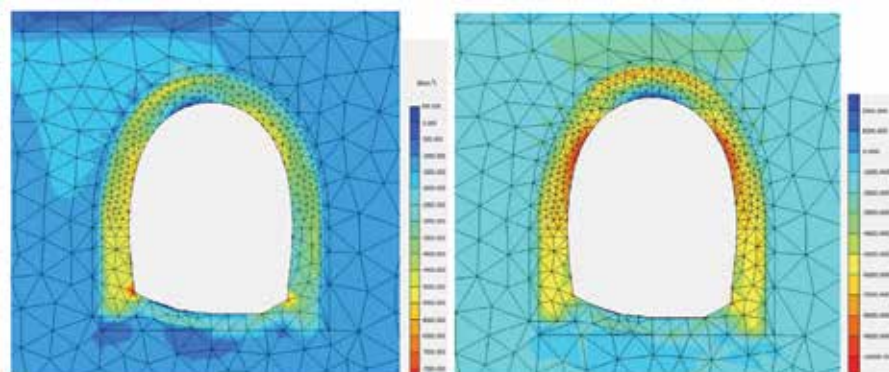


Рис. 10. Фрагменты картин распределения главных напряжений (кН/м²) в обделке тоннеля:

а) кососимметричное; б) симметричное нагружение

Таблица 2. Результаты численного анализа

№ расчетной схемы	Напряжения в сечениях обделки (наружный контур / внутренний контур), МПа					Схема расположения сечений
	Сечения					
	1	2	3	4	5	
а	-4,64 -2,20	-2,95 -3,45	-2,23 -3,72	-2,98 -3,48	-4,64 -2,22	
б	-4,33 -2,03	-2,34 -3,70	-2,22 -3,28	-2,66 -2,34	-4,46 -2,09	
в	-4,38 -1,01	-1,09 -2,11	-1,35 -5,01	-1,08 -2,11	-4,38 -1,10	
г	-4,43 -1,42	-1,53 -2,25	-1,44 -5,01	-1,50 -2,25	-4,43 -1,40	

тоннеля на НДС обделки железнодорожного тоннеля. С этой целью сопоставлены результаты моделирования НДС обделки железнодорожного тоннеля по четырем вариантам расчетных схем, в зависимости от местоположения забоев тоннелей № 6 и ба:

- до проходки автодорожного тоннеля;
- при расстоянии от забоя автодорожного тоннеля до пересечения с железнодорожным 10 м;
- забой автодорожного тоннеля и сечение железнодорожного находятся в одной плоскости;
- по предыдущему варианту, но с дополнительной нагрузкой от проходческого комбайна.

Результаты численного анализа (табл. 2) позволили сделать вывод, что проходка автодорожных тоннелей не окажет существенного влияния на НДС обделки железнодорожного тоннеля. Установлено, что на всех этапах строительства материал блочной обделки будет испытывать только сжимающие напряжения. Максимальное значение деформации зафиксировано в шельге свода и составляет всего 6 мм, что не превышает ранее установленного предельно допустимого значения, равного 25 мм. При этом максимальное сжимающее напряжение 5 МПа не превышает предела прочности раствора кладки на сжатие.

Постоянный контроль степени влияния строительства на техническое состояние железнодорожного тоннеля по заданию Управления пути и сооружений Центральной дирекции инфраструктуры – филиала ОАО «РЖД» вели сотрудники кафедры «Тоннели и метрополитены» ПГУПС совместно со специалистами ООО «Тоннельдорстрой».

В задачу мониторинга входила оперативная и регулярная передача инфор-

мации заказчику, проектировщику и подрядчику о возможных изменениях НДС обделки железнодорожного тоннеля. Для ее решения была разработана и утверждена программа автоматизированного геодезического деформационного мониторинга, которая предусматривала следующие этапы:

- подготовительный период;
- постоянный мониторинг НДС обделки железнодорожного тоннеля;
- анализ технического состояния тоннельной обделки в зависимости от продвижения забоев автодорожных тоннелей.

Полученные результаты не позднее чем через сутки передавались подрядчику и в Управление пути и сооружений Центральной дирекции инфраструктуры – филиала ОАО «РЖД». Предполагалось, что в случае превышения предельно допустимых значений деформаций работы останавливаются, разрабатываются дополнительные мероприятия по технологии проходки автодорожных тоннелей или усилению обделки железнодорожного тоннеля.

Программа мониторинга включала также нивелировку рельсов верхнего строения пути и визуальное обследование обделки тоннеля (один раз в неделю).

Постоянный мониторинг проводился в зоне влияния нового строительства на обделку железнодорожного тоннеля в течение всего срока проходческих работ и еще шести месяцев после возведения постоянной обделки автодорожных тоннелей на этом участке. За период с января 2012 г. (начало мониторинга) по сентябрь 2013 г. максимальные смещения деформационных марок не превысили 8 мм. При этом 98 % показаний планово-высотных смещений деформационных марок находились

в пределах доверительного интервала (3–4 мм). Наиболее вероятная причина – запыление поверхности отражателей. Датчики перемещений на деформационных швах зафиксировали закрытие швов до 0,6 мм. Датчики на трещинах обделки также показали тенденцию к закрытию, однако значения величин находились в пределах точности измерений. Результаты мониторинга свидетельствуют о том, что в процессе производства строительных работ над железнодорожным тоннелем его обделка постоянно находилась в условиях всестороннего сжатия. При этом максимальные смещения обделки составили 30 % от предельно допустимых, определенных в результате численного анализа.

Таким образом, принятые конструктивно-технологические решения, реализованные при сооружении автотранспортных тоннелей, обеспечили как безопасность производства строительных работ, так и эксплуатационную надежность действующего железнодорожного тоннеля. **Т**

Литература

1. Коньков А. Н. Оценка влияния опережающей крепи кровли и лба забоя на устойчивость выработки при проходке автодорожного тоннеля в городе Сочи / А. Н. Коньков, В. Н. Кавказский, Т. В. Иванес, В. И. Хомутов // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №6. С. 23–26.
2. Фролов Ю. С. Обеспечение эксплуатационной надежности железнодорожного тоннеля при проходке над ним автотранспортного тоннеля на трассе-дублере Курортного проспекта в г. Сочи // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №6. С. 21–23.