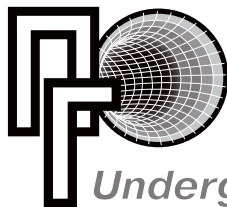


10 лет

ИННОВАЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

**ДОРОГИ**



**Подземные  
ризонты**

*Underground Horizons*

Май

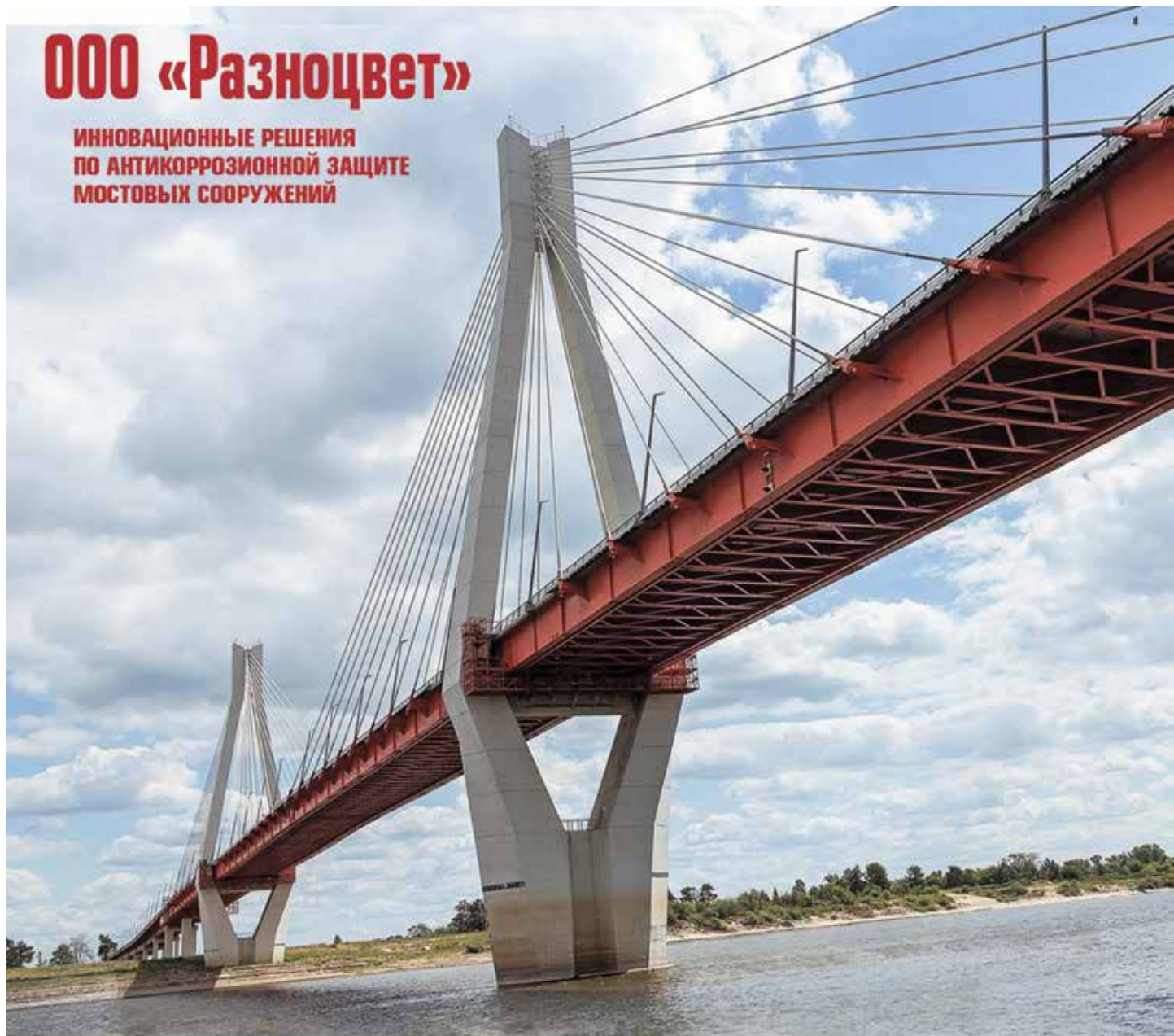
№23

2020

www.techinform-press.ru

## ООО «Разноцвет»

**ИННОВАЦИОННЫЕ РЕШЕНИЯ  
ПО АНТИКОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИТЕ  
МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ**



**111123, г. Москва,  
Электродный проезд, д. 8А, офис 23  
Тел./факс: +7 (495) 644-17-95, 644-17-91  
Тел.: +7 (495) 788-86-02  
E-mail: [info@raznotsvet.net](mailto:info@raznotsvet.net)  
[www.raznotsvet.net](http://www.raznotsvet.net); [www.raznotsvet.prf](http://www.raznotsvet.prf)**



# С НАМИ СТРОИТЬ ЛЕГКО!



**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО  
подземных частей технически сложных  
и уникальных объектов:**

подземные автостоянки;  
транспортные развязки;  
гидротехнические сооружения

**ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНОВ**

**ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ**

**УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ**

**ВЫПОЛНЕНИЕ РАБОТ  
на памятниках истории и архитектуры**



г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35 тел./факс: (342) 236 90-70

ИЖЕВСК : (3412) 56-62-11 МОСКВА : (495) 643-78-54

КРАСНОДАР : (861) 240-90-82 САНКТ-ПЕТЕРБУРГ : (812) 923-48-15

КРАСНОЯРСК : (391) 208-17-15 ТЮМЕНЬ : (3452) 74-49-75

КАЗАНЬ : (843) 296-66-61 УФА : (917) 378-07-48

РОСТОВ-НА-ДОНУ : (863) 311-36-36 ЧЕЛЯБИНСК : (351) 223-24-53



**ОАО «НЬЮ ГРАУНД»**

[www.new-ground.ru](http://www.new-ground.ru)

[info@new-ground.ru](mailto:info@new-ground.ru)





## Журнал «ПОДЗЕМНЫЕ ГОРИЗОНТЫ»

Официальный информационный партнер:

- Комитета по освоению подземного пространства НОСТРОЙ
- Объединения подземных строителей и проектировщиков
- Международной Ассоциации Фундаментостроителей

**№23 май/2020**

Издание зарегистрировано Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций. Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ № ФС 77-57244 от 12.03.2014

Учредитель **Регина Фомина**

Издатель **ООО «Информационное агентство «ТехИнформ»**

Генеральный директор **Регина Фомина**

### РЕДАКЦИЯ:

Главный редактор:

**Регина Фомина** ([info@techinform-press.ru](mailto:info@techinform-press.ru))

Выпускающий редактор:

**Сергей Зубарев** ([redactor@techinform-press.ru](mailto:redactor@techinform-press.ru))

Дизайнер, бильд-редактор

**Лидия Шундалова** ([art@techinform-press.ru](mailto:art@techinform-press.ru))

Руководитель отдела подписки

**Полина Богданова** ([post@techinform-press.ru](mailto:post@techinform-press.ru))

Корректор:

**Инна Спиридонова**

### ЭКСПЕРТНЫЙ СОВЕТ:

**В.Н. Александров**, Почетный гражданин Санкт-Петербурга

**С.Н. Алпатов**, генеральный директор Объединения подземных строителей и проектировщиков, президент Российского общества по внедрению бестраншейных технологий

**Андреа Беллоккьо**, руководитель проектов компании Rocksoil S.p.A (Италия)

**А.И. Брейдбурд**, президент МАС ГНБ, генеральный директор ООО «Нефтегазспецстрой»/ГК «ЮНИРУС»

**В. А. Гарбер**, д.т.н., главный научный сотрудник НИЦ «Тоннели и метрополитены» АО «ЦНИИС»

**С.В. Кидяев**, первый вице-президент АО «Объединение «ИНГЕОКОМ»

**А.П. Ледяев**, д.т.н., профессор, зав. кафедрой «Тоннели и метрополитены»

**К. Н. Матвеев**, председатель правления Общероссийской общественной организации «Тоннельная ассоциация России» (ТАР), первый заместитель генерального директора АО «Мосинжпроект»

**М.Е. Рыжковский**, к.т.н., президент компании MTR Ltd

**В.М. Улицкий**, д.т.н., профессор, зав. кафедрой «Основания и фундаменты» ПГУПС Императора Александра I

**А.Г. Шашкин**, генеральный директор ООО «ПИ «Геореконструкция», доктор геолого-минералогических наук, член президиума РОМГГиФ, член Совета по сохранению и развитию территорий исторического центра Санкт-Петербурга, координатор Санкт-Петербургской комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям

Адрес редакции: 192283, ул. Купчинская, д.30, к.1, кв.34  
Тел.: (812) 905-94-36, +7-931-256-95-77, +7-921-973-76-44  
[office@techinform-press.ru](mailto:office@techinform-press.ru)  
[www.techinform-press.ru](http://www.techinform-press.ru)

Установочный тираж 8 тыс. экз. Цена свободная.

Подписано в печать: 28.05.2020. Заказ №  
Отпечатано в «ООО «АКЦЕНТ типография»,  
194044, Санкт-Петербург,  
Большой Сампсониевский пр., д. 60, лит. И

За содержание рекламных материалов редакция ответственности не несет. Сертификаты и лицензии на рекламируемую продукцию и услуги обеспечиваются рекламодателем. Любое использование опубликованных материалов допускается только с разрешения редакции.

Информационное сотрудничество: Интернет-портал [undergroundexpert.info](http://undergroundexpert.info)

Подписку на журнал можно оформить по телефону

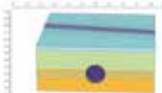
**+7 (931)-256-95-77** и на сайте [www.techinform-press.ru](http://www.techinform-press.ru)



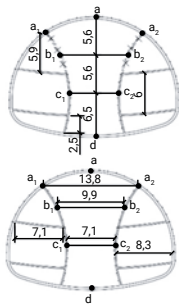
## Содержание



СТР. 4–9



СТР. 10–15



СТР. 16–21

### 3 **НОВОСТИ ОТРАСЛИ**

#### **ПРОЕКТИРОВАНИЕ**

- 4 *В. А. Гарбер, Н. Н. Симонов, А. А. Кашко, Д. В. Панфилов.* Информационное моделирование в тоннелестроении

- 10 *С. Б. Косицын, А. А. Зайцев, А. А. Сидраков, В. Ю. Акулич.* Влияние строительства метрополитена на инфраструктуру железнодорожного пути

#### **МЕТРОПОЛИТЕНЫ**

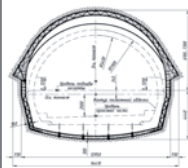
- 16 *Ю. С. Фролов, Шэнь Цяофэн.* Обоснование конструктивно-технологических решений при строительстве односводчатых станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах



СТР. 22–28



СТР. 29–35



СТР. 36–39



СТР. 40–43

### **ТОННЕЛИ**

- 22 *М. О. Лебедев, А. Д. Басов, К. В. Романевич.* Опыт управления природно-техногенными рисками при строительстве Северо-Муйского тоннеля (ОАО «НИПИИ «Ленметрогипротранс»)

#### **ПРАКТИКА ПРИМЕНЕНИЯ**

- 29 *М. Ю. Абелев, С. С. Зуев, Р. Р. Ахметшин.* Одновременное строительство подземной и надземной части здания методом Up-down (АО «Нью Граунд»)
- 36 *В. Е. Русанов.* Об эффективности тоннельных обделок с использованием композитов
- 40 *А. А. Долев.* Технологические решения при выводе ТПМК с трассы тоннеля в демонтажный котлован

# НОВОСТИ ОТРАСЛИ

## МОСКОВСКАЯ ПОДЗЕМКА: РЕКОРД ЗА РЕКОРДОМ

*Последние годы для московских метростроителей стали настоящим прорывом. Как напоминает mos.ru, по итогам 2018 года они установили абсолютный рекорд за всю историю столичного метрополитена — 17 станций и около 33 км новых линий.*

Другим рекордом столичная подземка отметила и 2019 год. Метростроители проложили 38 км тоннелей. Такого показателя удалось достичь впервые за всю историю метростроения в России.

В целом с 2011 по март 2020 года в Москве построили свыше 169 км линий метро и Московского центрального кольца, 87 новых станций, реконструировали пять электродепо и построили пять новых.

В 2018 году, ставшем абсолютным рекордсменом по количеству открытых станций, были открыты первый участок Большой кольцевой линии, три станции Люблинско-Дмитровской линии, одна станция Замоскворецкой линии. А на Солнцевской линии появилось сразу семь станций. В последний раз такое было в 1983 году, когда советские метростроители запустили участок серой

линии — от «Серпуховской» до «Южной», открыв одновременно восемь станций. Но тот отрезок был короче Солнцевской линии. Прежде участки такой длины одновременно не вводили ни разу за всю историю Московского метрополитена.

Уточним, что с 1992 по 2002 год в метро появилось только 16 новых станций — меньше, чем за один 2018-й.

В конце марта текущего года на карте Московского метрополитена появилось еще шесть станций. Запущен второй участок Некрасовской линии метро (станции «Юго-Восточная», «Окская», «Стахановская», «Нижегородская») и интегрированный с ними участок Большой кольцевой линии от «Авиамоторной» до «Лефортова».

В планах на 2020 год открыть девять станций метро — помимо участка Некрасовской ветки, это станции Большой кольцевой линии. Сегодня именно БКЛ метростроители называют своим главным проектом. Ее протяженность составит 70 км, на ней расположится 31 станция. Она может стать самой протяженной кольцевой линией метро в мире.

## В ПЕТЕРБУРГЕ ЗАВЕРШИЛИ ПРОХОДКУ НАКЛОННОГО ХОДА «ГОРНОГО ИНСТИТУТА»

Есть новость и в петербургском метростроении. В ночь на 26 мая проходчики Управления механизации ОАО «Метрострой» успешно осуществили сбойку наклонного хода станции «Горный институт» (проектное название «Большой проспект») с натяжной камерой. Объект сооружается в рамках строительства участка Лахтинско-Правобережной линии от станции «Спасская» с промежуточной станцией «Театральная» (без выхода на поверхность).

Для ТПМК «Аврора», совершившего проходку, это уже четвертый наклонный ход. До этого с помощью щита были пройдены эскалаторные тоннели для станций «Обводный канал», «Адмиралтейская» и «Спасская».



## НА ТРАНСКАМЕ КАПИТАЛЬНО ОТРЕМОНТИРУЮТ ПРОТИВОЛАВИННУЮ ГАЛЕРЕЮ

Искусственное сооружение, требующее модернизации, расположено на лавиноопасном участке (90 км) федеральной автодороги А-164 в Северной Осетии у границы с Южной Осетией. Проектом предусмотрено восстановление и усиление железобетонных элементов и металлических гофроконструкций галереи. На участке заменят дорожную одежду, а покрытие двухполосной проезжей части устроят с использованием тяжелого бетона толщиной 20 см. Данную технологию применяют в сооружениях тоннельного типа в целях соблюдения техники пожарной безопасности.

Протяженность галереи составляет 827 м, а высота — 4,5 м. Для отвода воды с проезжей части устроят железобетонные лотки, а с нагорного участка — застенный дренаж. Дорожники отремонтируют инженерные системы, электроосвещение и видеонаблюдение. Дополнительно оборудуют вентиляцию, средства автоматики и противопожарную сигнализацию. Кроме того, установят телефонную связь для оперативных звонков в круглосуточный диспетчерский пункт управления. В целях обеспечения безопасности движения нанесут разметку из термопластика и установят новые дорожные знаки.

Сейчас на объекте ведутся работы по возведению временной объездной дороги под две полосы движения. Согласно госконтракту, капремонт завершат в декабре 2022 года.

# ИНФОРМАЦИОННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ В ТОННЕЛЕСТРОЕНИИ

В. А. ГАРБЕР, д. т. н.;

Н. Н. СИМОНОВ, к. т. н.;

А. А. КАШКО, к. ф-м. н.;

Д. В. ПАНФИЛОВ, к. т. н.

(Филиал АО «ЦНИИС» НИЦ «Тоннели и метрополитены»)

*В СТАТЬЕ НАМЕЧЕНЫ ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАЗРАБОТКИ СИСТЕМЫ ТОННЕЛЬНОГО ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ (TUNNEL INFORMATION MODELING – TIM), В КОТОРУЮ ИЗВЕСТНАЯ В НАСТОЯЩЕЕ ВРЕМЯ BIM-ТЕХНОЛОГИЯ (BUILDING INFORMATION MODELING) ДОЛЖНА ВОЙТИ КАК СОСТАВНАЯ ЧАСТЬ.*

## ВВЕДЕНИЕ

Концепция BIM (Building Information Modeling) в США и Европе развивается с 1970-х гг. В нашей стране есть свой конструктив — концепция цифровых моделей объекта (ЦМО) и технологических линий автоматизированного проектирования — датируется 1977 годом. В настоящее время формируются национальные стандарты (нормативная база) по информационному моделированию в строительной отрасли. А еще в декабре 2014 года Правительством РФ был утвержден план поэтапного внедрения технологий информационного моделирования в ПГС, где BIM и реализуется преимущественно. Организация жизненного цикла проектов транспортного строительства имеет схожие признаки и допускает теоретическую возможность для внедрения и сопровождения BIM-технологий применительно, в частности, к тоннелестроению.

У BIM много преимуществ: от ускорения проектных работ и строительства до экономии средств. Прежде всего, создается удобная визуализация проекта, который в формате 3D можно рассмотреть со всех сторон. При этом правки, вносимые в проект, не будут вызывать удорожания проектных работ и увеличения сроков их выполнения, поскольку BIM позволяет автоматически отследить цепочку изменений во всех разделах и оперативно внести их.

Еще одно преимущество BIM — высокое качество про-

ектной документации, получаемое за счет автоматических проверок и устранения некоторых нестыковок.

## ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ И РОССИЙСКАЯ СИТУАЦИЯ

Строительная отрасль массово переходит на цифровые технологии в глобальном масштабе. Так, Великобритания уже с 1 апреля 2016 года перешла на стандарты BIM. Это означает, что к участию в государственных тендерах допускаются только подрядчики, освоившие соответствующие технологии. Во многом это стало возможно благодаря тому, что все участники рынка — не только регуляторы, но и строительно-подрядные организации — активно участвовали в процессе разработки стандартов и критериев BIM. Предпосылкой послужила возможность сэкономить до 20% необязательных затрат на каждом проекте и способствовать дальнейшим инновациям.

Великобритания — не единственная страна, которая взяла курс на обязательность использования BIM. Аналогичные решения были приняты в Испании. Там с 2018 года все проекты в госсекторе должны реализовываться с использованием BIM. Франция, Германия, Дубай и другие страны тоже движутся по аналогичному пути.

В Великобритании, где проделана большая работа в этом направлении, BIM применяется не только в рамках проектирования коммерческой и транспортной недвижимости, но и в дорожной отрасли. Так, недавно был реализован проект по строительству объездной дороги с использованием BIM в Рочестере. В результате удалось существенно снизить риски и повысить эффективность работ.

Чтобы создать модель с минимальными рисками для строительства, используются фотограмметрические технологии и лазерное сканирование. Они позволяют, к примеру, оптимизировать конструкцию моста или выверить модели подземных сооружений. В лондонском проекте Crossrail, считающемся сейчас крупнейшим строительным проектом Европы, как раз сначала были созданы лазерные сканы реальных тоннелей, которые потом перенесли на «цифровые рельсы» с миллиметровой точностью.

Что касается Crossrail, то в ходе его проектирования уже сгенерировано большое количество BIM- и САПР-моделей для 650 тыс. объектов. В единой среде работает около 10 тыс. человек. Сам заказчик считает, что это хорошая возможность снижения затрат и повышения управляемости в проекте. К единому источнику информации имеют доступ все: от инженеров до юристов, финансистов, подрядчиков и логистов. В результате удалось на \$13 млн сократить объемы дополнительных расходов на проект и избежать серьезных ошибок в процессе моделирования.

Когда в Великобритании уже реализуют проекты национального масштаба, в России только прорабатываются нормативные акты использования BIM.

Стандартная методология проектирования объектов дорожного строительства предписывает начать процесс со сбора данных непосредственно с площадки. Речь идет о геологических изысканиях, лазерном сканировании, аэрофотосъемке и т. д. Это, в частности, позволяет выявить имеющиеся на строительной площадке коммуникации и учесть их в ходе проектирования с упором на действующие регламенты и нормы.

Для создания BIM (TIM), однако, нужна соответствующая целостная нормативно-техническая база (включающая в себя сортаменты, типы конструкций и т. п.) на государственном уровне.

Концепция единой рабочей среды позволяет учесть все особенности будущего объекта и даже спрогнозировать возможные последствия недоучета проектных изменений. Аналогично решаются все вопросы, связанные с документооборотом, договорными отношениями и бюджетированием.

Таким образом, BIM (TIM) — это система, основанная на единой базе данных по отечественным нормам,

с которой одновременно работают различные специалисты и информация из которой отображается с помощью активной 3D-графики.

В последующем спроектированная единая модель объекта может быть связана с системой автоматизированного управления компьютеризированной строительной техникой. Это делается для минимизации рисков возникновения ошибок на площадке, сокращения времени простоя оборудования, контроля качества.

А добавив возможность работы с мобильных устройств и передачу данных с удаленных датчиков на стройплощадке в диспетчерский пункт, получаем возможность обмена информацией между всеми этапами строительства и оперативного решения возникающих проблем.

## ПРИНЦИПЫ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Создание информационной модели транспортного сооружения основано на следующих принципах (см.: Антонюк А. А., Чижов С. В. «Принципы информационного моделирования транспортных сооружений». Интернет-журнал «Науковедение», т. 9, №3, 2017):

- инфраструктурный принцип, который объединяет этапы пространственного развития территории, учитывая при этом не только ее наземные, но и подземные особенности (грунтовые условия, подземные сооружения, инженерные сети), с решением конкретных прикладных задач для повышения функциональной ценности и потребительских качеств сооружения;

- принцип замкнутого цикла, который характеризует период существования объекта (рис.1);

- экономический принцип, определяющий долгосрочное планирование при оценке затрат, т. е. эффективность проекта в долгосрочной перспективе за счет рационального использования отводимых под возводимое сооружение территорий.

В зависимости от сложности (уникальности) объекта и способов разработки, накопления и обработки данных формируется информационная модель  $x$ , используемая специалистами на определенных этапах жизненного цикла здания или сооружения (рис.1).

Особенности BIM-модели строительного объекта:

- модель полностью отображает структуру жизненного цикла для соответствующего здания и сооружения;

- в состав модели включается определенное количество информации, которое определяется действующей нормативной базой и является обязательной по отношению к рассматриваемому объекту строительства;

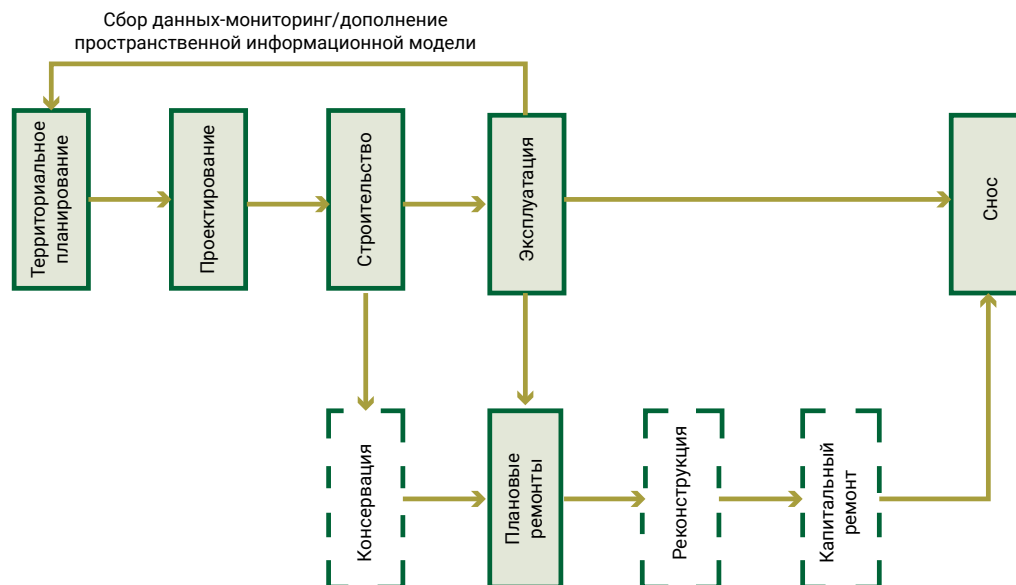


Рис.1. Жизненный цикл строительного объекта: сплошная линия – обязательные периоды; пунктир – возможные периоды

■ результаты накопления и обработки данных (база данных) на определенном этапе жизненного цикла объекта строительства являются исходной информацией для принятия решений для последующих этапов, связанных с его эксплуатацией, реконструкцией и утилизацией.

Основной особенностью технологии информационной модели (BIM) является возможность управлять стоимостью, безопасностью и надежностью сооружения в интерактивном режиме.

## ПРЕПЯТСТВИЯ ДЛЯ ВНЕДРЕНИЯ BIM В ТРАНСПОРТНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

К настоящему времени особенности применения BIM-технологии не только показали свою состоятельность (на теоретическом уровне и на практических примерах), но и стали предметом обсуждения (на государственном уровне) именно в качестве инновационного метода для развития строительной отрасли.

Вместе с тем адаптация и широкое внедрение BIM-технологии в транспортное строительство сдерживается рядом причин.

К числу объективных факторов можно отнести:

- отсутствие современных программных отечественных продуктов, не позволяющие интегрировать информационные модели с системами спутникового позиционирования;
- несоответствие нормативной базы для внедрения BIM-технологий в практику изысканий, проектирования

и строительства транспортных сооружений, а также в систему организации их строительства;

■ отсутствие отечественных баз данных по строительным конструкциям, нормам и правилам, необходимых для внедрения BIM-технологий;

■ отсутствие отечественных средств разработки необходимых баз данных;

■ заметно меньший объема рынка продукции транспортного строительства, по сравнению с промышленным или гражданским строительством;

■ инерция в эффективном освоении средств и возможностей организационного, аппаратного и программного обеспечения различными категориями участников процесса формирования и эксплуатации возведенных объектов;

■ определенная неготовность государственных регуляторных органов к законодательному (процедурному) сопровождению BIM-технологии для разработки строительной продукции.

К числу субъективных факторов можно отнести определенный разрыв в квалификации и качестве информационного взаимодействия между группами специалистов по BIM, которые инициировали процесс внедрения и постоянно совершенствуют практические навыки, и остальными участниками процесса, которые только приступают (возможно, при недостаточном уровне собственной мотивации) к практическому освоению новой технологии.

Таким образом, сфера транспортного строительства (в формате линейно-протяженных строительных объектов и/или специальных технологических сооружений, напри-



Таблица 1.

**Возможный вариант последовательности осуществления инфраструктурного проектирования тоннельного сооружения**

Наименование этапа (периода) жизненного цикла	Тип данных	Вид представления
<p><b>Эскизное проектирование (предпроектное предложение):</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ формирование исходной цифровой модели местности, включая существующую инфраструктуру;</li> <li>■ визуализация концепции (модели)</li> </ul>	архивная документация; база данных	Графический (2D/3D) / текстовый
<p><b>Строительные изыскания:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ формирование цифровой модели строительной площадки в рамках локальной геоинформационной системы</li> </ul>	то же + геодезические, геофизические данные	графический (3D, 2D) / текстовый
<p><b>Проектирование:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ формирование трехмерной твердотельной модели;</li> <li>■ формирование грунтового основания;</li> <li>■ разработка расчетной, конечноэлементной модели;</li> <li>■ определение параметров напряженно- деформированного состояния;</li> <li>■ конструирование элементов сооружения;</li> <li>■ экспертиза проектных решений;</li> <li>■ визуальное представление конечного результата</li> </ul>	то же + расчетные данные	графический (3D, 2D) / текстовый
<p><b>Строительство:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ формирование организационно-технологической последовательности строительных процессов;</li> <li>■ контроль и управление строительным производством;</li> <li>■ экспертиза качества выполнения строительных процессов</li> </ul>	то же + проектные данные	графический (3D/2D) / текстовый
<p><b>Эксплуатация:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ экспертиза параметров фактического (технического) состояния; показатели надежности и эффективности эксплуатации</li> </ul>	то же	графический (3D, 2D) / текстовый

мер мостов, тоннелей, эстакад) не обеспечена полным (для всех этапов жизненного цикла рассматриваемых объектов) сопровождением, которое можно было бы характеризовать как современный вариант BIM-технологии.

## ЧТО ТАКОЕ TIM — И В ЧЕМ ОТЛИЧИЕ ОТ BIM?

TIM — это информационная трехмерная (3D) цифровая модель проектирования, строительства и эксплуатации тоннельного объекта или, другими словами, сложно организованная база данных по тоннельному объекту, информация из которой представляется, анализируется и изменяется с использованием 3D-графики.

Не надо путать термин TIM с недавно появившимся и используемым в России термином ТИМ (технология информационного моделирования), в настоящее время используемым в программе «Цифровая экономика», которая была разработана Министерством связи и массовых коммуникаций и в июле 2017 года утверждена Правительством РФ.

Основное отличие BIM состоит в том, что предметом цифрового моделирования в TIM-технологии является

не какой-то единичный наземный объект (здание, сооружение, комплекс), а протяженный непрерывный тоннельный объект с изменяющимися вдоль него характеристиками, фактически являющийся геотехнической системой «грунтовой массив — тоннельный объект — наземное сооружение, находящееся в зоне строительства подземного объекта».

К настоящему моменту времени усилия специалистов, привлекаемых к процессу формирования и обслуживания продукции транспортной инфраструктуры, сводятся к адаптации разработанных универсальных программных комплексов для решения прикладных, специализированных задач строительства.

В табл. 1 приведен возможный вариант последовательности осуществления инфраструктурного проектирования тоннельного сооружения (по материалам сайта Autodesk).

## СОСТОЯНИЕ РАЗРАБОТКИ TIM-МОДЕЛЕЙ В ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

НИЦ «Тоннели и метрополитены» АО «ЦНИИС», начиная с 1995 года, осуществляет работы по обеспечению

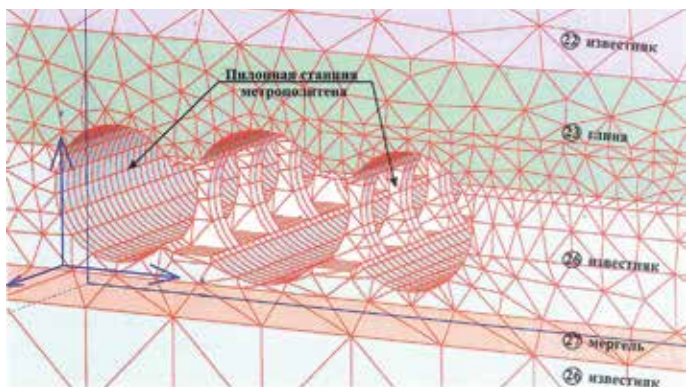


Рис. 2. Математическая модель пилонной станции метрополитена глубокого заложения

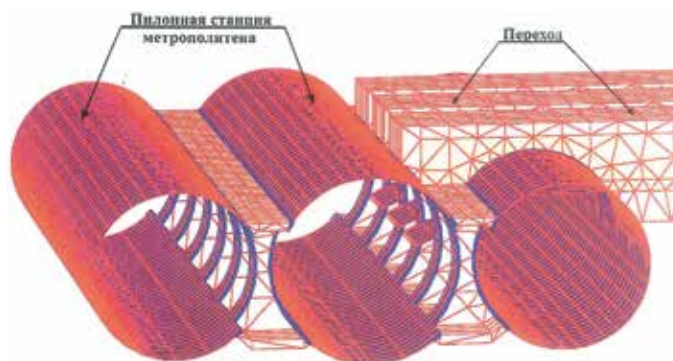


Рис. 3. Математическая модель пилонной станции метрополитена с пешеходным переходом на другую линию

нию эксплуатационной безопасности действующих объектов Московского метрополитена, находящихся в зоне сооружения новых объектов городской инфраструктуры.

Осуществляются геотехнические расчеты систем «породный массив – подземное тоннельное сооружение – возводимые наземные объекты городской инфраструктуры».

За прошедшие 23 года было осуществлено цифровое моделирование около 400 объектов городской инфраструктуры и, соответственно, подземных тоннельных объектов.

Для проведения указанных геотехнических расчетов использовались программные комплексы PLAXIS, FLAC-3D, Z-SOIL.

Большинство расчетов осуществлялись в плоской постановке (2D), поскольку в этих случаях для выработки рекомендаций по обеспечению эксплуатационной безопасности сооружений метрополитена достаточно было ориентировочной картины напряженно-деформированного состояния (НДС) тоннельных конструкций.

Однако для отдельных сложных и крупных объектов требовалось более тщательное исследование возникающих напряжений и деформаций в конструкциях тоннелей. Поэтому здесь осуществлялось пространственное (3D) моделирование системы «породный массив – подземное тоннельное сооружение – объект городской инфраструктуры». Указанные 3D-модели могут служить отправной точкой для разработки ТИМ.

На рис. 2–8 приведены примеры пространственного численного моделирования системы «породный массив – уникальный подземный объект». В этих геотехнических расчетах наземные объекты, находящиеся в зоне моделируемых подземных, задавались в виде силового воздействия на породный массив и подземное

сооружение (без детализации их конструкции). Данное обстоятельство объясняется тем, что целью проектировщиков являлось обеспечение эксплуатационной безопасности исключительно подземных объектов.

На этих рисунках приведены расчетные математические модели сложных многосвязных подземных объектов: станции метрополитена глубокого заложения пилонного и колонного типа, наклонный (эскалаторный) тоннель, «проходящий» через слои грунтового массива с различными физико-механическими характеристиками и различной степенью обводнения.

Показаны также математические модели объектов более простой (односвязной) конфигурации: перегонные тоннели метрополитена кругового поперечного очертания и подземный пешеходный переход прямоугольного поперечного очертания.

Как видно из этих рисунков, модель включает в себя пространственные конечные элементы вмещающего породного массива и 2- и 3-мерные конечные элементы, моделирующие подземную конструкцию (тоннельная и станционная обделка, стены и т. п.).

Для создания ТИМ, возможно, потребуется стыковка математического моделирования подземных объектов с цифровой BIM-моделью наземного объекта.

Кроме того, требуется необходимая детализация конструкций подземных сооружений с указанием всех необходимых физико-технических и экономических характеристик каждого элемента.

Также необходимо в составе ТИМ отразить реологические свойства грунтового массива, позволяющие учитывать изменение его физико-механических характеристик в зависимости от процесса продвижения забоя (проходки).

Еще одним существенным свойством ТИМ-модели должна быть возможность учитывать нарушения тех-

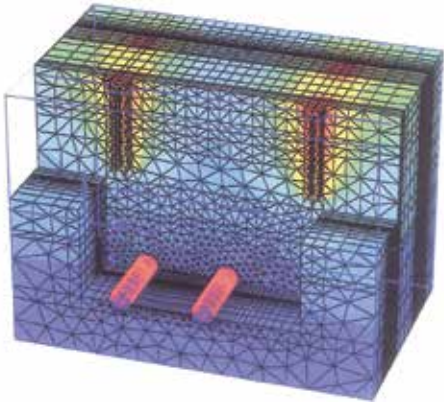


Рис. 4. Математическая модель тоннелей метрополитена в зоне строительства эстакады ТТК в Москве

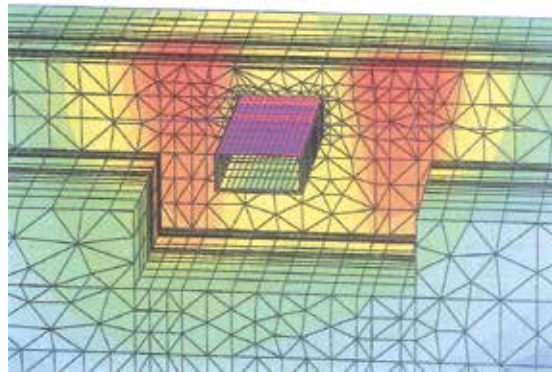


Рис. 5. Математическая модель подземного пешеходного перехода

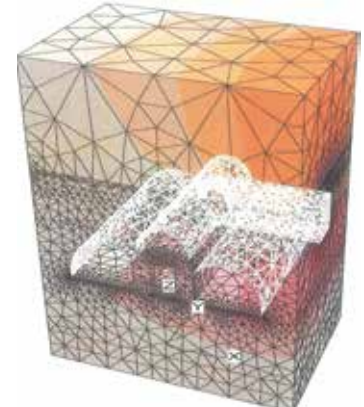


Рис. 6. Математическая модель станции метрополитена глубокого заложения колонного типа с подземным переходом

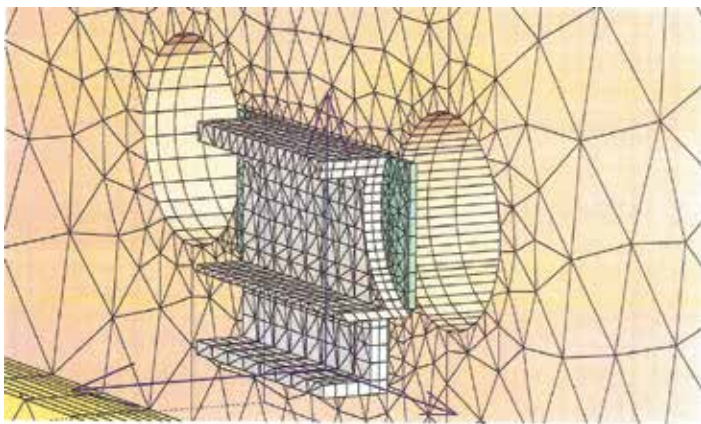


Рис. 7. Фрагмент математической модели двух параллельных тоннелей с камерой водоотливной установки между ними



Рис. 8. Математическая модель наклонного (эскалаторного) тоннеля, примыкающего к горизонтальному тоннелю глубокого заложения

нологии строительства (например, дефекты (пустоты) контактного слоя «грунт-обделка»).

При разработке ТИМ следует учесть многолетний экспериментальный опыт по изучению горного давления к. т. н. Б. Н. Виноградова, который доказал, что осадки дневной поверхности над строящимися и построенными подземными сооружениями продолжаются в течение одного года после окончания строительства. Этот факт говорит о стабилизации напряженно-деформированного состояния (НДС) породного массива, которую необходимо учесть при разработке ТИМ.

На рис. 9 приведена гипотетическая ТИМ- модель системы «породный массив – подземное сооружение – наземный объект».

Следует также отметить важность разработки в ходе создания ТИМ банка (базы) данных всех существующих подземных объектов отрасли. Но это – отдельная большая тема. ■

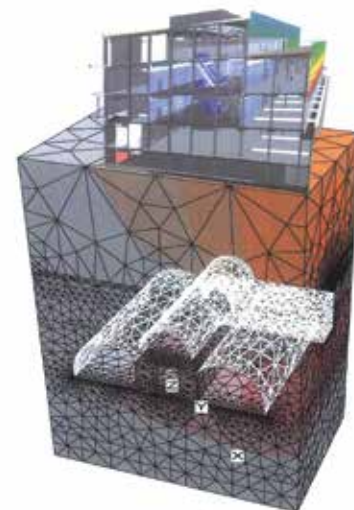


Рис. 9. Гипотетическая ТИМ-модель системы «породный массив – подземное сооружение – наземный объект»

# ВЛИЯНИЕ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРОПОЛИТЕНА НА ИНФРАСТРУКТУРУ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ

С. Б. КОСИЦЫН,  
А. А. ЗАЙЦЕВ,  
А. А. СИДРАКОВ,  
В. Ю. АКУЛИЧ

(Российский университет транспорта (МИИТ))

*В СОВМЕСТНОЙ РАБОТЕ КАФЕДР «ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ МЕХАНИКА», «ПУТЬ И ПУТЕВОЕ ХОЗЯЙСТВО», «МЕТРОПОЛИТЕНА» РОССИЙСКОГО УНИВЕРСИТЕТА ТРАНСПОРТА РАССМОТРЕНЫ ВОПРОСЫ ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПЕРЕГОННОГО ТОННЕЛЯ МЕТРОПОЛИТЕНА ЩИТОВЫМ СПОСОБОМ НА ИНФРАСТРУКТУРУ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ. ПРЕДЛОЖЕНЫ КАК ЧИСЛЕННЫЕ, ТАК И АНАЛИТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ С ПОСЛЕДУЮЩИМ СРАВНИТЕЛЬНЫМ АНАЛИЗОМ, ПРИВЕДЕНЫ ПРИМЕРЫ ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ.*

## ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время в строительстве метрополитена широкое распространение получило применение тоннелепроходческих механизированных комплексов (щитовой способ). Особенность использования ТПМК состоит в том, что на участке тоннеля, который не закреплен или частично закреплен, происходит смещение породы

**НЕОБХОДИМО СОСТАВИТЬ ТАКУЮ РАСЧЕТНУЮ МОДЕЛЬ ТОННЕЛЯ С ОКРУЖАЮЩИМ ЕГО ГРУНТОВЫМ МАССИВОМ, КОТОРАЯ ПОЗВОЛЯЛА БЫ УЧИТЫВАТЬ ОБЪЕМ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО ПОТЕРЯННОГО ГРУНТА, ИЗВЛЕЧЕННОГО ИЗ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА, С ПОСЛЕДУЮЩИМ АНАЛИЗОМ ПОЛУЧЕННОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ И СРАВНЕНИЕМ РЕЗУЛЬТАТОВ С АНАЛИТИЧЕСКИМ МЕТОДОМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК.**

в сторону тоннеля. Таким образом, количество породы, которое вынимается из подземного пространства, всегда больше, чем теоретическое, посчитанное из проектного профиля. Дополнительный объем, именуемый «потерянным», определяется через параметр  $V$ , который является отношением между объемами извлеченной породы и самого тоннеля (определенному по его внешнему диаметру). Потерянный объем показывает меру нарушенности массива строительными работами и вызывает развитие мульды осадки земной поверхности.

В работе рассмотрены численные и аналитические методы определения влияния строительства перегонного тоннеля метрополитена щитовым способом на инфраструктуру железнодорожного пути, а именно на возникающие при этом осадки на поверхности земли. Приведены примеры применения новой методики на строящихся объектах.

Для решения поставленной задачи необходимо составить такую расчетную модель тоннеля с окружающим его грунтовым массивом, которая позволяла бы учитывать объем дополнительного потерянного грунта, извлеченного из подземного пространства в процессе ведения работ

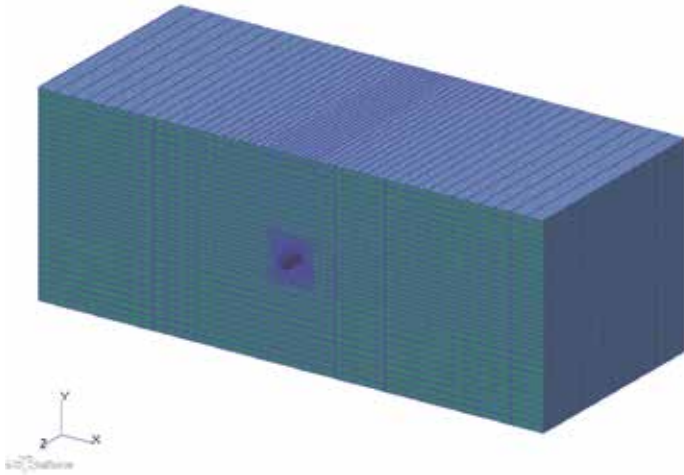


Рис. 1. Пространственная расчетная схема с одним тоннелем

тоннелепроходческим механизированным комплексом, с последующим анализом полученного напряженно-деформированного состояния системы и сравнением результатов с аналитическим методом определения осадок.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ЧИСЛЕННЫМ МЕТОДОМ

Моделирование и расчеты произведены в конечно-элементном программном комплексе MSC PATRAN — NASTRAN в конструктивно нелинейной постановке задачи [1].

При решении задач методом конечных элементов массив считается сплошным. Условие сплошности удовлетворяется тем, что элементы в процессе деформирования области не теряют контакта друг с другом. Деформирование элемента обусловлено приложением со стороны соседних элементов или внешних воздействий узловых сил, каждая из которых раскладывается на составляющие вдоль координатных осей. В итоге получается уравнение в матричной форме, связывающее известные внешние силы с неизвестными перемещениями узлов через матрицу жесткости элемента. После определения узловых перемещений в соответствии с известными соотношениями теории упругости находятся деформации и напряжения внутри элементов [2, 3, 4].

Пространственная расчетная модель (рис. 1) составлена для одного тоннеля на глубине 22,7 м. Геометрические характеристики кольца обделки перегонного тоннеля: наружный диаметр — 5800 мм; внутренний ди-

аметр — 5300 мм; средняя длина кольца обделки вдоль тоннеля — 1400 мм; толщина блока — 250 мм. Расстояние между грунтом и наружной поверхностью обделки составляет 50 мм.

Модуль деформации грунта  $E_{гр} = 30$  МПа, коэффициент поперечной деформации  $\mu_{гр} = 0,3$ , плотность  $\rho_{гр} = 2000$  кг/м<sup>3</sup>, угол внутреннего трения  $\phi = 20^\circ$ , удельное сцепление  $C = 10$  кПа. Тоннелю заданы свойства бетона В45 и арматуры А240, А400.

Грунт смоделирован однородным трехмерным массивом. Оболочка аппроксимирована двумерными плоскими четырехузловыми элементами, основанными на гипотезе прямых нормалей, с шестью степенями свободы в каждом узле. Объемный массив, моделирующий грунт, представлен трехмерными конечными элементами в форме восьмиузловых параллелепипедов [5]. Рельсовые нити железнодорожного пути, находящегося на поверхности земли, смоделированы стержневыми элементами.

Для моделирования контакта между внешней стенкой обделки тоннеля и окружающего грунта использовались контактные элементы, позволяющие задавать начальный зазор (в комплексе NASTRAN их называют GAP-элементами), что позволило учесть изъятие дополнительного объема грунта, происходящего при продвижении ТПМК, благодаря созданию зазора между внешней стенкой обделки тоннеля и окружающим грунтом. Эти элементы имели ненулевые длины и стремящиеся к нулю жесткости при растяжении. Их жесткости при сжатии стремились к бесконечности. Величина начального зазора принята равной 50 мм. Расчетная область закреплена от перемещений, нормальных к поверхностям массива, по торцам, с боков и снизу. Оболочка по торцам имеет аналогичные опорные закрепления, обеспечивающие геометрическую неизменяемость расчетной модели [6, 7, 8, 9].

Расчеты произведены в конструктивно нелинейной постановке (контактные усилия определены методом последовательных приближений) и разбиты на два этапа. На первом этапе определено начальное напряженно-деформированное состояние грунта от его собственного веса (бытовое состояние); на втором — конечное напряженно-деформированное состояние грунта после возведения тоннеля с нагрузками от собственного веса грунта и веса тоннельной обделки.

Максимальная осадка над осью тоннеля после проходки составила 12 мм (получена как разность осадок конечного и бытового состояний).

Для сравнительного анализа полученного результата произведен расчет осадки земной поверхности при продвижении тоннелепроходческого механизированного комплекса по аналитической методике.

## АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДОК ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

Обобщенный полуэмпирический метод определения осадки земной поверхности для случая строительства одиночного тоннеля в однородных породах был предложен Attewell и Woodman [10, 11, 12]. Мульда оседания земной поверхности (рис. 2), образуемая в результате строительства тоннеля, может быть описана зависимостью:

$$S = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}i_x} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \left[ G\left(\frac{y-y_i}{i_x}\right) - G\left(\frac{y-xy_f}{i_x}\right) \right], \quad (1)$$

где:  $S$  – величина осадки земной поверхности в точке  $(x, y)$ ;  $x$  – расстояние от рассматриваемой точки до продольной оси тоннеля;  $y$  – координата точки по продольной оси тоннеля;  $V_s$  – полезный объем мульды оседания земной поверхности;  $y_i$  – начальная позиция тоннеля;  $y_f$  – расположение лба забоя;  $i_x$  – ширина мульды оседания,  $i_x = kZ$ ;  $k$  – безразмерная константа, характеризующая параметры породы;  $Z$  – расстояние от поверхности земли до продольной оси тоннеля;  $G$  – функция распределения:

$$G = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\alpha} e^{-\frac{\alpha^2}{2}} d\alpha; \quad \alpha = \frac{y-y_i}{i_x} \quad (2)$$

Рассматривая характер мульды оседания земной поверхности, можно выделить интересующее нас поперечное направление развития осадок над забоем тоннеля.

Рекк R.B. [13, 14] показал, что мульду оседания земной поверхности в поперечном направлении можно описать функцией Гаусса, и такое описание получило широкое распространение при анализе вертикальных осадок в поперечном направлении:

$$S_v(x) = S_{v,max} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}}, \quad (3)$$

где:  $S_{v,max}$  – величина осадки земной поверхности над продольной осью тоннеля;  $x$  – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки;  $i_x$  – параметр ширины мульды, представляющий собой стандартное отклонение функции Гаусса.

Типовой характер мульды оседания земной поверхности в поперечном направлении показан на рис. 2. Максимальный наклон мульды оседания расположен в точке перегиба, которая располагается на расстоянии  $i_x$  от центральной продольной оси тоннеля. Точка перегиба отделяет зону выгиба от зоны прогиба [15,16].

Площадь области, ограниченной Гауссовой функцией, по определению равна единице. Следовательно, площадь, определяемая кривой мульды осадки (3), представленной выше, определяется формулой:

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S_v dx, \quad (4)$$

где  $V_s$  – объем мульды осадки на единицу длины тоннеля.

В грунтах с малой водопроницаемостью смещение частиц грунта к тоннельной обделке происходит без дренирования. Другими словами, зазор между тоннельной обделкой и границей разработанной полости полностью заполняется грунтом. Поэтому объем поверхностной мульды осадки равен объему грунта, удаленному сверх объема, занимаемого тоннелем. Обычно он определяется как отношение этого «потерянного» объема к объему тоннеля (на единицу его длины):

$$V_{sp} = V_L \cdot \frac{\pi D^2}{4}, \quad (5)$$

где:  $V_L$  – потеря объема;  $D$  – внешний диаметр тоннеля.

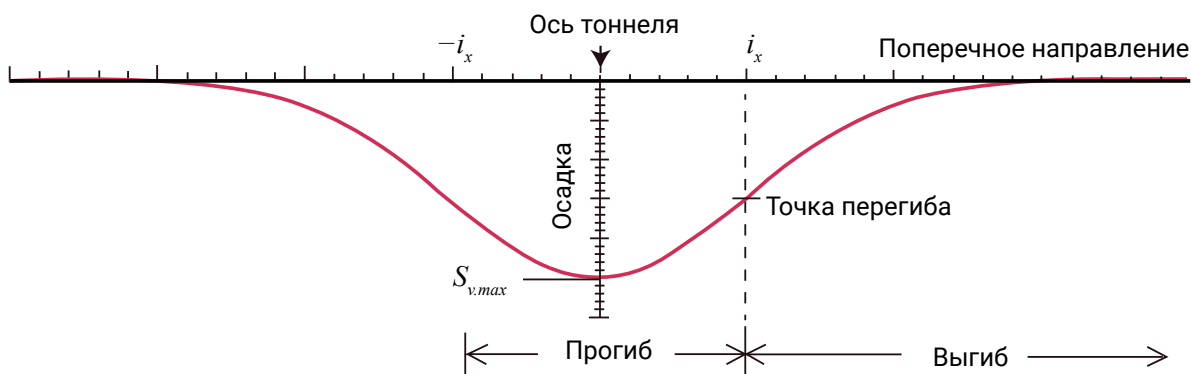


Рис. 2. Осадка земной поверхности в поперечном направлении при проходке тоннелепроходческого комплекса

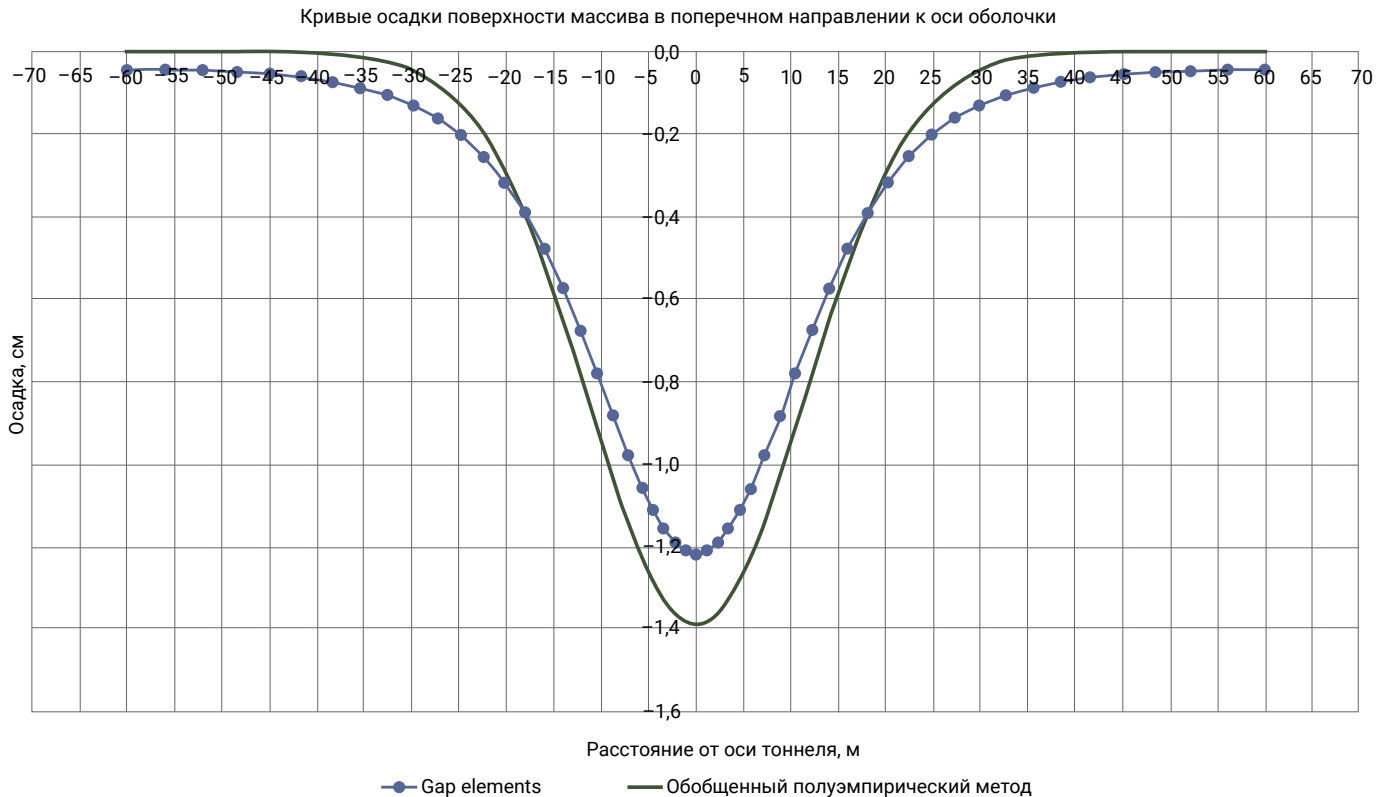


Рис. 3. Кривые мульды осадок, полученные аналитическим и численным методами

На практике выражение (5) применяется в процентах. Учитывая зависимости (4) и (5), выражение (3) можно преобразовать к виду:

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4i_x} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (6)$$

Для данного диаметра тоннеля  $D$  форма и величина поперечной кривой осадки зависит только от потери объема грунта  $V_L$  и ширины мульды  $i_x$ . ( $V_L$  равняется разности выбранного грунта и теоретического объема тоннеля, приходящейся на единицу его длины.)

При строительстве тоннелей щитовым способом на деформации поверхности грунта влияют следующие факторы: перебор и выпуски породы в забое; передвижение щитов даже с небольшим углом атаки; увеличенный строительный зазор между обделкой и грунтовым массивом; податливость обделки; деформации щитов и их вибрации. (Примечание: перебор — выработка большего объема породы по сравнению с объемом тоннеля; выпуски — превышенное количество тампонажного раствора или породы за тоннельную обделку.)

Все эти факторы определяют величину «потери объема» грунта, от которой в большей мере зависят осадки дневной поверхности.

Для сравнительного анализа полученного результата методом конечных элементов был произведен расчет осадки земной поверхности при проходке ТПМК по аналитической методике, изложенной выше.

Были приняты:

- диаметр оси оболочки тоннельной обделки  $D = 5,8 \text{ м} = 5800 \text{ мм}$ ;
- глубина заложения оси тоннеля  $z_0 = 22,7 \text{ м} = 22700 \text{ мм}$ ;
- параметр  $i_x = 11350 \text{ мм}$ ;
- объем мульды осадки на единицу длины тоннеля:

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S_v dx = \sqrt{2\pi} i_x S_{v,\max} = 28443 \cdot S_{v,\max} \quad (7)$$

Объем «потерянного грунта» на единицу длины тоннеля принимается в размере 0,015 (1,5%) объема тоннеля  $V_L = 0,015$ .

Объем «потерянного грунта» на единицу длины тоннеля:

$$V_{sp} = V_L \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 396111 \text{ (мм}^2\text{)} \quad (8)$$

Приравнивая объем мульды осадки объему «потерянного грунта»:

$$28443 \cdot S_{v,\max} = 396111, \quad (9)$$

получим максимальный размер осадки поверхности:

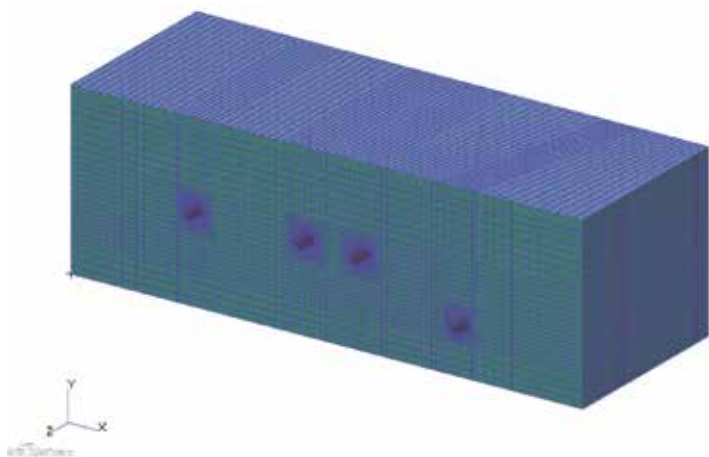


Рис. 4. Пространственная расчетная схема с четырьмя проектируемыми тоннелями линии метрополитена

$$S_{v,\max} = \frac{396111}{28443} = 13,9 \text{ (мм)} \quad (10)$$

В результате аналитического расчета максимальная осадка поверхности земли над осью тоннеля составила:

$$S_{v,\max} = 13,9 \text{ (мм)} \quad (11)$$

Кривые мульды осадок, полученные аналитическим и численным методами, показаны на рис. 3. Расхождение составляет 1,9 мм от значения осадки, полученной в MSC PATRAN – NASTRAN. Это говорит о хорошей сходимости результатов численного и аналитического расчетов и о корректной работе построенной конечноэлементной модели.

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОСАДКИ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

Предложенный ранее метод нашел применение при определении осадок земной поверхности, расположенной в пределах зоны влияния строительства перегонных тоннелей Калининско-Солнцевской линии Московского метрополитена.

Геометрическая схема пространственной расчетной модели для решения поставленной задачи разработана на основании исходных данных по конструктивным решениям проектируемого объекта и данных инженерно-геологических изысканий.

Пространственная расчетная модель показана на рис. 4.



Рис. 5. Расположение четырех проектируемых тоннелей линии метрополитена. Вид сверху

Один из четырех проектируемых тоннелей линии метрополитена расположен под углом относительно других тоннелей в горизонтальной плоскости (рис. 5).

Расчеты произведены в конструктивно нелинейной постановке (контактные усилия определены методом последовательных приближений) и разбиты на два этапа. На первом определено начальное напряженно-деформированное состояние грунта от его собственного веса (бытовое состояние), на втором – конечное напряженно-деформированное состояние грунта после возведения тоннеля с нагрузками от собственного веса грунта и веса тоннельной обделки. На рис. 6 представлено поле вертикальных перемещений в грунтовом массиве, в результате второго этапа расчета для пространственной расчетной модели. Определен деформированный вид рельсовых нитей железнодорожного пути, находящегося на поверхности земли.

Максимальная осадка над осью тоннеля составила 23 мм.

Дополнительно приведен расчетный случай для тоннеля диаметром 10,3 м Кожуховской линии метрополитена, пересекающего в плане железнодорожный путь (рис. 7). Толщина обделки составляет 450 мм. Расстояние между поверхностью земли и сводом строящегося тоннеля – около 15 м. Расчет проведен в пространственной постановке в геотехническом программном комплексе PLAXIS.

Габариты модели выбраны на основании исходных данных по конструктивным решениям проектируемого объекта и данных инженерно-геологических изысканий.

Просадки железнодорожного пути, по результатам расчета, составляют 111,3 мм, что превышает предельно допустимые значения. Необходима разработка мероприятий по обеспечению его сохранности и эксплуатационной надежности.



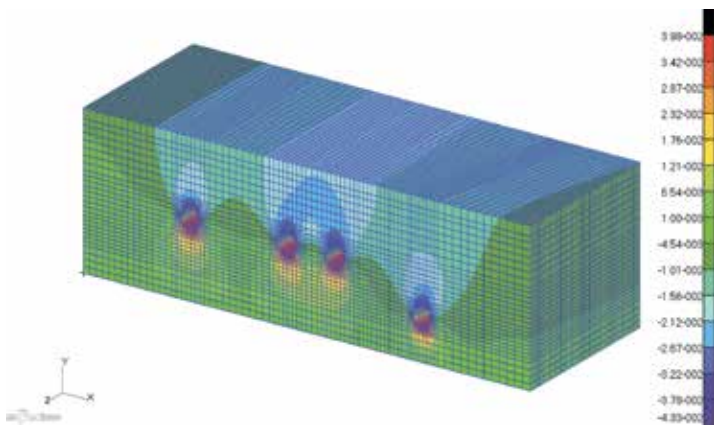


Рис. 6. Поля вертикальных перемещений в грунтовом массиве в результате второго этапа расчета пространственной расчетной модели

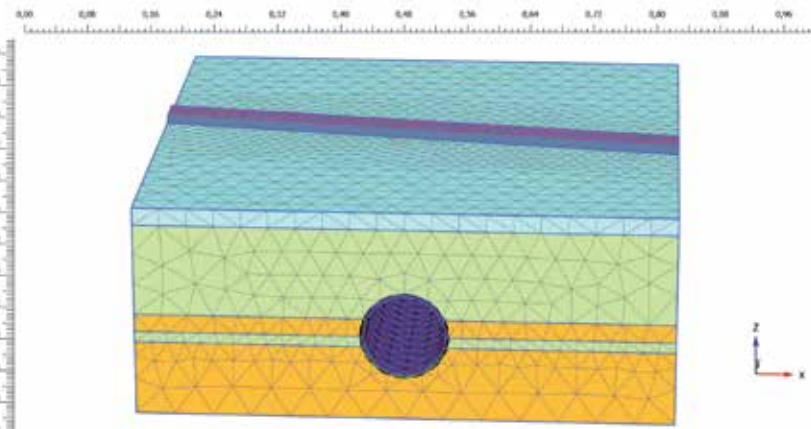


Рис. 7. Пространственная расчетная схема для тоннеля диаметром 10,3 м, пересекающего в плане железнодорожный путь

## ВЫВОДЫ

Создан приближенный численный способ учета пропуска грунта в разрабатываемую область тоннеля. Для одного тоннеля численные результаты сопоставлены с результатами, полученными известным аналитическим методом. Расхождение максимальной осадки (над осью тоннеля) составило 1,9 мм от значения осадки, полученной в комплексе MSC PATRAN — NASTRAN. Это говорит о хорошей сходи-

мости результатов численного и аналитического расчетов и о корректной работе построенной конечно-элементной модели. Работоспособность предложенного метода проверена на примере геотехнического расчета влияния строительства четырех перегонных тоннелей Калининско-Солнцевской линии метрополитена в Москве на инфраструктуру железнодорожного пути. Дополнительно приведен расчетный случай для тоннеля диаметром 10,3 м Кожуховской линии, пересекающего в плане железнодорожный путь. ■

## Литература

1. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности: Учеб. для строит. спец. вузов / А.В. Александров, В.Д. Потапов. — М.: Высш. шк., 1990 — 400 с.
2. Габбасов, Р.Ф. К расчету гибких труб на совместное действие внешней нагрузки и внутреннего давления с учетом отпора грунта / Р.Ф. Габбасов // Гидротехническое строительство. — М., 1970. — № 10. — С. 17–19.
3. Клейн, Г.К. Расчет подземных трубопроводов / Г.К. Клейн. — М.: Издательство литературы по строительству, 1969. — 240 с.
4. Косицын, С.Б. Расчет стержневых систем, взаимодействующих с упругим основанием, методом конечных элементов с использованием программного комплекса MSC/NASTRAN FOR WINDOWS: Учебное пособие / С.Б.Косицын, Д.Б. Долотказин — М.: МИИТ, 2004 — 116 с.
5. Косицын, С.Б. Численный анализ напряженно – деформированного состояния ортогонально пересекающихся цилиндрических оболочек без учета и с учетом их одностороннего взаимодействия с окружающим массивом грунта / С.Б. Косицын, Чан Суан Линь // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. — 2014. — Volume 10. — Issue 1. — P. 72–78.
6. Леонтьев, Н.Н. Практический метод расчета тонкостенной цилиндрической трубы на упругом основании / Н.Н. Леонтьев // Тр. Московского инженерно-строительного института. — М.: 1957. — Из. 27. — С. 47–69.
7. Прево, Р. Расчет на прочность трубопроводов заложенных в грунт / Р. Прево — М.: Стройиздат, 1964. —123 с.
8. Шагивалеев, К.Ф. Расчет замкнутой цилиндрической оболочки, заполненной сыпучим материалом, на радиальную нагрузку / К.Ф. Шагивалеев // Известия вузов. Строительство. — 2003. — № 2. — С. 20–23.
9. Шапошников, Н.Н. Расчет круговых тоннельных обделок на упругом основании, характеризуемом двумя коэффициентами постели / Н.Н. Шапошников // Научн. тр. Московского института инженеров железнодорожного транспорта. — 1961. — Вып. 131. — С. 296–305.
10. Attewell P.B. Ground movements caused by tunnelling in soil // Large ground movements and structures. London: Pentech Press. — 1978. — P.120–140.
11. Attewell P.B., Woodman J.P. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil // Ground Engineering. — 1982. — P. 75–83.
12. Attewell P.B. Yeates J., Selby A.R. Soil movements induced by tunneling and their effects on pipelines and structures. Glasgo, Blackie. — 1986. — 180 pp.
13. Attewell P.B., Selby A.R. Tunnelling in compressible soils: Large ground movements and structural implications // Tunnelling and Underground Space Technology. — 1989. — № 4. — P. 41–54.
14. Broms B.B., Bennermark H. Stability of clay in vertical openings // Journal of Soil Mechanics and Foundations. ASCE. — 1967. — 193 pp.
15. Davis E. H., Gunn M.J., Mair R.J., Seneviratne H.N. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material // Geotechnique. — 1980. — 370 pp.
16. Lake L.M., Rankin W.J., Hawley J. Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas / CIRIA Funders Report. — 1992. — P. 80–91.

# ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ

## ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОДНОСВОДЧАТЫХ СТАНЦИЙ МЕТРОПОЛИТЕНА В МАЛОПРОЧНЫХ СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

Ю. С. ФРОЛОВ, д. т. н., профессор;  
Шэнь ЦЯОФЭН, аспирант  
(кафедра «Тоннели и метрополитены» ПГУПС Императора Александра I)

(ОКОНЧАНИЕ. НАЧАЛО В №22)

УСКОРЕННЫЙ ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РОСТ КИТАЯ В ПОСЛЕДНИЕ ДЕСЯТИЛЕТИЯ ОБУСЛОВИЛ ВЫСОКИЕ ТЕМПЫ РАЗВИТИЯ ТРАНСПОРТНОЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ. МЕТРОПОЛИТЕНА ДЕЙСТВУЮТ И ПРОДОЛЖАЮТ СТРОИТЬСЯ В 41 ГОРОДЕ. В НАСТОЯЩЕЕ ВРЕМЯ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ, АКТУАЛЬНЫХ ДЛЯ КИТАЙСКОГО МЕТРОСТРОЕНИЯ, ЯВЛЯЕТСЯ ТЕМОЙ ИССЛЕДОВАНИЙ, ПРОВОДИМЫХ НА КАФЕДРЕ «ТОННЕЛИ И МЕТРОПОЛИТЕНА» ПГУПС ИМПЕРАТОРА АЛЕКСАНДРА I.

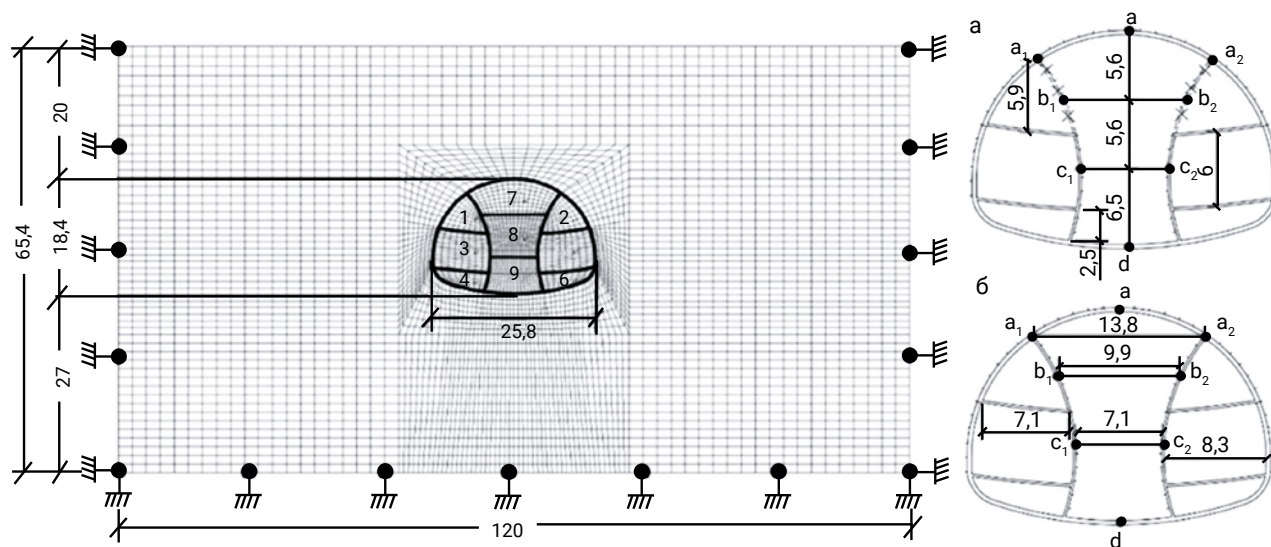


Рис. 7. Расчетная схема конечно-элементной модели

## ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ РАСКРЫТИИ ВЫРАБОТКИ МЕТОДОМ БОКОВЫХ ПИЛОТ-ТОННЕЛЕЙ

В большинстве вновь строящихся линий метрополитена в таких городах Китая, как Цунцин, Далянь, Циндао, Шэньчжэн, Чанчунь, строительство станционных комплексов осуществляется закрытым способом в малопрочных скальных и полускальных грунтах на глубине, соизмеримой с пролетом станции.

Задача второго этапа численного моделирования заключалась в разработке методики прогноза геомеханических процессов при поэтапном раскрытии выработки методом боковых пилот-тоннелей в конкретных условиях строительства односводчатой станции.

Исходные данные о физико-механических свойствах грунтового массива позволяют рассматривать его как упругопластическую среду, прочность которой задается критерием прочности Кулона–Мора.

Набрызг-бетонная крепь со стальными арками моделируется элементами оболочки. Приведенные модули упругости крепи по периметру проектного очертания выработки и по внутреннему контуру опережающих выработок равны соответственно  $E'_{\text{кр}} = 23000$  МПа и  $E''_{\text{кр}} = 2300$  МПа. Железобетонные и фиберглассовые анкеры моделируются анкерными элементами. Прочность закрепления анкеров определена в соответствии с рекомендациями, изложенными в ВСН 126-90. «Крепление выработок набрызг-бетоном и анкерами при строительстве транспортных тоннелей и метрополитенов». М.: Минтрансстрой СССР, 1991, и принята в расчетах для железобетонных анкеров 176 кН, для фибергласовых – 138 кН на 1 м длины анкера.

В разработанных конечно-элементных моделях выделялись основные расчетные этапы, соответствующие технологическим этапам проходческих работ при сооружении станции.

С учетом специфики метода основное внимание уделено анализу устойчивости грунтового массива, заключенного между внутренними диафрагмами (ядро сечения). С этой целью рассматривались два возможных варианта производства работ после проходки и крепления боковых пилот-тоннелей: разработка грунта в ядре сечения с частичным разрушением внутренних диафрагм (рис. 7а) и разработка грунта в ядре сечения с разрушением диафрагм только после окончания и замыкания обратного свода (рис. 7б).

В процессе выполнения численного эксперимента фиксировались осадки поверхности земли, характер

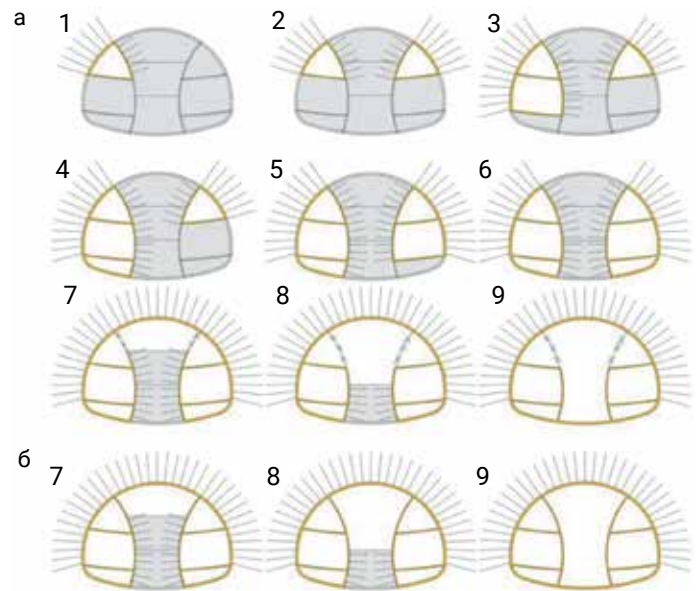


Рис. 8. Последовательность раскрытия выработки с разрушением внутренних диафрагм в процессе разработки грунта (а) и с разрушением внутренних диафрагм после замыкания обратного свода (б):

1 – разработка грунта и крепление пилот-тоннеля в левой части калотты; 2 – разработка грунта и крепление пилот-тоннеля в правой части калотты; 3 – разработка уступа и устройство крепления в левом пилот-тоннеле; 4 – разработка лотковой части в левом пилот-тоннеле; 5 – разработка уступа и устройство крепления в правом пилот-тоннеле; 6 – разработка лотковой части в правом пилот-тоннеле; 7 – разработка грунта с разрушением части внутренних стен и крепление свода калотты; 8 – разработка среднего уступа с разрушением части внутренних стен; 9 – разработка нижнего уступа, бетонирование обратного свода

напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вмещающего выработку, и грунта в центральной части выработки, смещения характерных точек как на контурной временной крепи (первичной обделке), так и на внутренних железобетонных диафрагмах, а также по величине усилий в анкерах.

Анализ вертикальных смещений шельги свода и кровли выработки позволяет заключить, что принятая система крепления и порядок разработки пилот-тоннелей практически исключают смещение грунтового массива до окончания проходки боковых тоннелей (рис.8, этапы 1–6.). При дальнейшей разработке грунта с одновременным разрушением внутренних диафрагм осадки земной поверхности нарастают постепенно и к завершению проходческих работ достигают 22 мм. В случае, если разработка ведется с сохранением железобетонных диафрагм в ядре сечения, осадки поверхности земли по-

сле раскрытия калотты стабилизируются при величине 7 мм (этап 7) и сохраняются до завершения проходческих работ. Однако после разрушения внутренних диафрагм осадки резко возрастают, но остаются в тех же пределах, которые были зафиксированы при выполнении работ по первому варианту.

По результатам численного анализа выявлен характер формирования и определены значения главных напряжений  $\sigma_3$  и  $\sigma_1$  в грунтовом массиве вблизи выработки, в ядре сечения с частичным разрушением внутренних диафрагм и при разработке грунта в ядре сечения с разрушением диафрагм только после окончания и замыкания обратного свода (рис. 9).

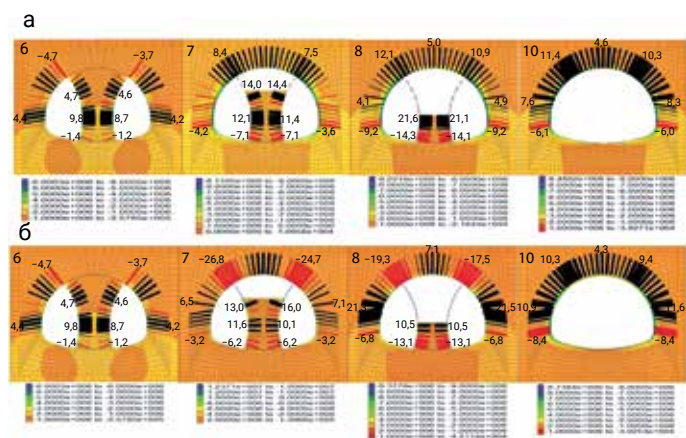


Рис. 9. Распределение максимальных главных напряжений (Па) и усилия в анкерах (кН) по этапам выполнения проходческих работ: а – по первому варианту; б – по второму варианту

Характер напряженно-деформированного состояния крепи / первичной обделки существенно не изменяется при стадийной технологии раскрытия выработки по любой из рассмотренных технологических схем. Уровень максимальных и минимальных напряжений после раскрытия выработки на полное сечение обеспечивает со значительным запасом несущую способность конструкции в данных условиях строительства (рис. 10).

На различных этапах расчета, отражающих специфику проходческих операций, зафиксированы знакопеременные усилия в системе анкерной крепи не только на каждом из этапов раскрытия выработки, но и при разных вариантах выполнения проходческих операций (см. рис. 9). После разработки калотты с одновременным разрушением крепи пилот-тоннелей анкера в своде работают на растяжение, достигая максимума после раскрытия выработки на полное сечение. Исключение составляют анкера, испытывающие сжатие,

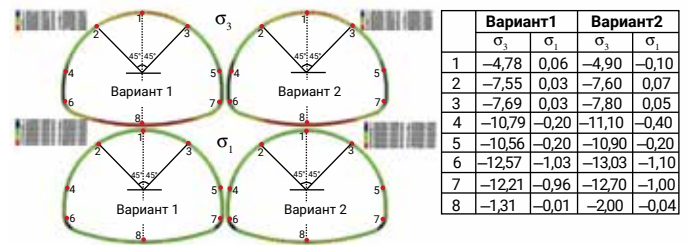


Рис. 10. Главные напряжения в крепи выработки после раскрытия на полное сечение (МПа)

расположенные на участке сопряжения стен с обратным сводом.

Вариант разработки грунта в ядре сечения с разрушением диафрагм вносит существенные коррективы в работу анкеров. Характер распределения и величина усилий в анкерах на участке примыкания внутренних диафрагм после разработки калотты (этап 7) резко изменяются. Диафрагмы, сохраненные до полного раскрытия сечения, сдерживают смещения грунта в ядре сечения и снижают вдвое максимальные усилия в анкерах.

Характер изменения напряженно-деформированного состояния внутренних диафрагм в процессе раскрытия выработки до проектного очертания представлен значениями смещений (табл. 2) и главных напряжений (табл. 3) в характерных точках этих элементов.

Таблица 2.

**Горизонтальное перемещение во внутренних диафрагмах, мм**

Точки фиксации	Вариант 1				Вариант 2			
	6	7	8	9	6	7	8	9
$b_1$	-2,2	-9,2	-	-	-2,2	0,0	10,0	7,9
$b_2$	1,8	9,0	-	-	1,8	-0,5	-10,0	-7,8
$c_1$	-3,3	-3,3	-3,6	2,5	-3,3	-2,6	-1,9	9,2
$c_2$	2,9	2,9	3,2	-3,2	2,9	2,6	1,6	-9,5

На рис. 11 показана картина формирования зоны пластических деформаций в грунтовом массиве. До разработки центральной части сечения в узлах сопряжения крепи пилот-тоннелей с элементами обратных сводов пластические деформации распространяются на глу-

Таблица 3.

**Главные напряжения во внутренних диафрагмах на этапах раскрытия выработки**

Варианты модели	Этапы раскрытия	Главные напряжения, МПа							
		$\sigma_3$				$\sigma_1$			
		$b_1$	$b_2$	$c_1$	$c_2$	$b_1$	$b_2$	$c_1$	$c_2$
Разрушение диафрагм в процессе разработки грунта, начиная с этапа 7 проходческих работ	6	-3,75	-3,16	-7,98	-6,85	-0,01	-0,01	-0,06	-0,05
	7	-0,18	-0,18	-0,07	-0,06	0,34	0,37	1,30	1,59
	8	—	—	-1,86	-1,85	—	—	0,64	0,65
	9	—	—	-0,87	-0,84	—	—	0,18	0,17
Разрушение диафрагм после замыкания обратного свода	7	-16,23	-15,54	-9,40	-8,85	0,42	0,40	-0,08	-0,09
	8	-12,07	-11,52	-11,90	-11,39	-0,26	-0,25	0,03	0,06
	9	-9,86	-9,29	-9,00	-8,52	-0,17	-0,16	0,05	0,05

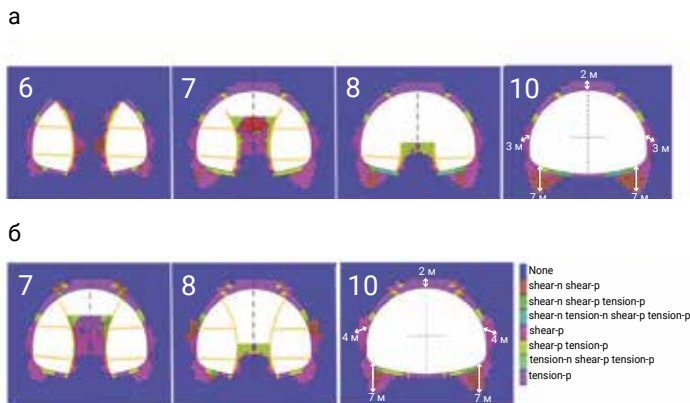


Рис. 11. Зоны пластических деформаций в грунтовом массиве на этапах проходческих работ: а — с частичным разрушением внутренних диафрагм по мере разработки грунта; б — с разрушением диафрагм после замыкания обратного свода

бину до 3 м. После раскрытия калотты область пластических деформаций смыкается в кровле выработки, распространяясь на глубину 4 м, и эта граница остается постоянной до полного раскрытия выработки как по первому, так и по второму варианту.

Существенное влияние на напряженно-деформированное состояние как грунтового массива, так и элементов крепи отмечается после разработки и крепления калотты (этап 7). Возникшая локальная область пластических деформаций вблизи пят свода заметно увеличивается в глубь массива на каждом этапе работ и достигает 5–7 м. Следует также отметить, что после частичного разрушения диафрагм в верхней части грунтового ядра возникают области предельного равновесия, вследствие смещения диафрагм в сторону боковых тоннелей.

## ОЦЕНКА СТЕПЕНИ ВЛИЯНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВОГО МАССИВА НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СИСТЕМЫ «КРЕПЬ – ГРУНТОВЫЙ МАССИВ».

В основу исследований положена методика построения математических моделей с использованием вероятностно-статистического метода системного анализа. За входные параметры грунта приняты модуль деформации, коэффициент Пуассона, сцепление и угол внутреннего трения. Базовые значения входных параметров соответствовали грунтам IV и V классов. Интервал изменения их значений в расчетах показан в табл. 4.

Таблица 4.

**Входные параметры задачи**

Входные параметры	Базовые значения	Граничные условия	
		Нижняя граница	Верхняя граница
Модуль деформации E, ГПа	3,0	1,0	6,0
Коэффициент Пуассона $\mu$	0,3	20	40
Сцепление C, МПа	0,6	0,1	1,1
Угол внутреннего трения $\varphi^\circ$	30	0,25	0,35

В качестве выходных параметров были приняты напряжения, возникающие в крепи, и осадки земной поверхности, вызванные раскрытием выработки (учитывая их негативное влияние в городских условиях). Значения выходных параметров были получены путем

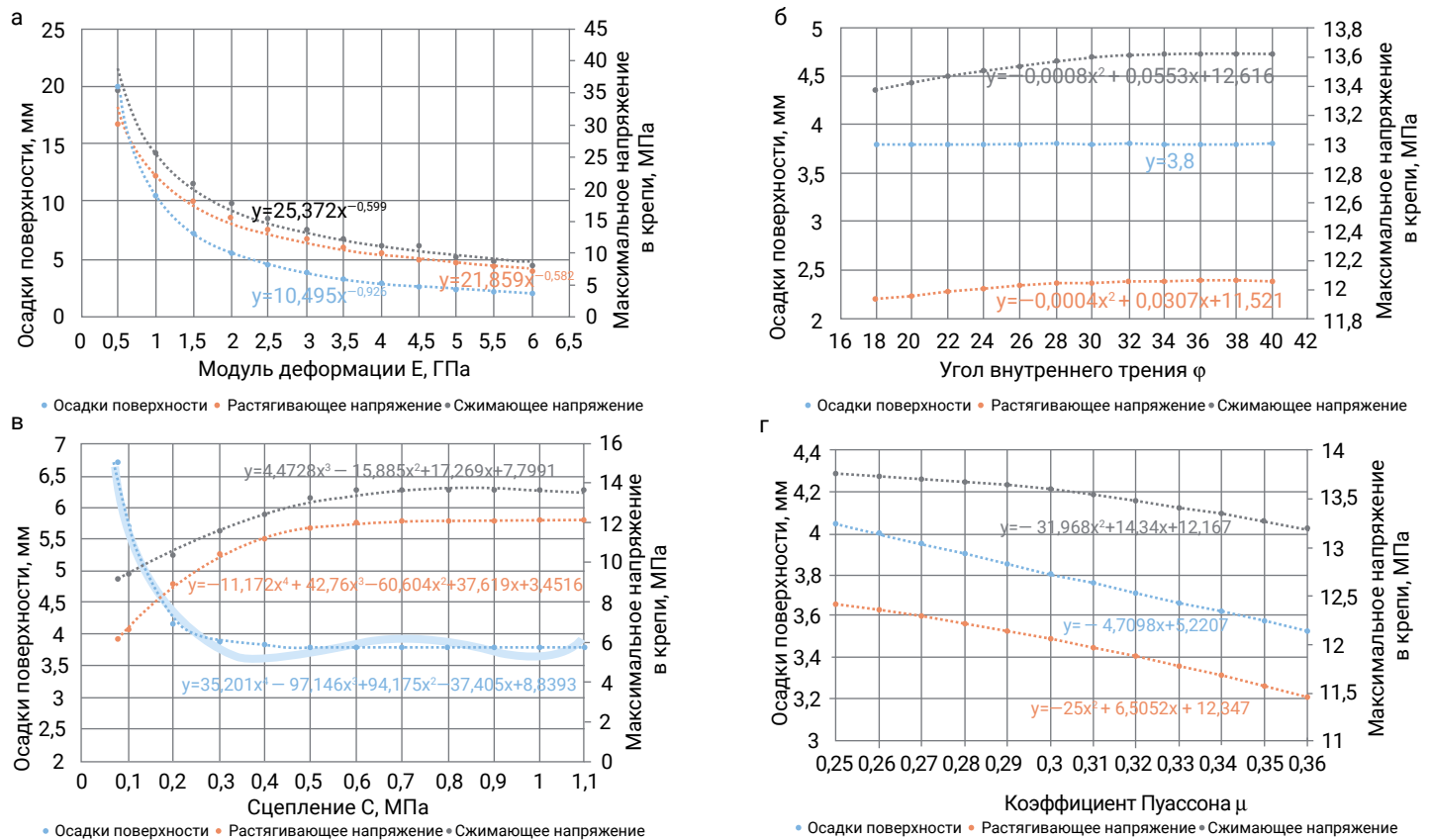


Рис. 12. Зависимость между выходными и входными параметрами задачи

преобразования входных параметров. Число преобразований, необходимых для составления достоверной вероятностно-статистической модели, определено методом планирования экспериментов.

Статистическая модель построена в виде степенного полинома методами нелинейной регрессии. Количество уравнений, описывающих модель, соответствовало числу выходных параметров задачи. Сведения о напряженно-деформированном состоянии системы «крепь – грунтовый массив» при различных вариантах входных параметров были получены в результате статистических расчетов, выполненных с использованием конечно-элементного программного комплекса Midas. Результаты представлены графиками, приведенными на рис. 12.

Для того чтобы провести сравнительный анализ степени влияния различных параметров, характеризующих прочностные и деформационные свойства грунтового массива на напряженно-деформированное состояние элементов рассматриваемой системы, приняты ее входные и выходные параметры, представленные в безразмерных величинах. Эти действия выполнялись с использованием выражения (1) (Zhang Guang, Zhu Weishen. Parameter Sensitivity Analysis and Optimizing for Test Programs [J]. Rock and Soil Mechanics, 1993, 14(1): 51-58):

$$S_i = \frac{\left| \frac{\Delta P}{P} \right|}{\left| \frac{\Delta x_i}{x_i} \right|} = \left| \frac{\Delta P}{\Delta x_i} \frac{x_i}{P} \right|, \quad (1)$$

$S_i$  – степень влияния фактора  $x_i$ ,  $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ;  $|\Delta P/P|$  и  $|\Delta x_i/x_i|$  – отношения отклонений выходного и входного параметров к их базовому значению.

При малых значениях  $|\Delta x_i/x_i|$  формула (1) может быть аппроксимирована как:

$$S_i = \left| \frac{dP}{dx_i} \frac{x_i}{P} \right|, \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (2)$$

Согласно формуле (2), выявлена степень влияния каждого из входных параметров задачи  $x_i$  на величину искомого выходного параметра  $P$ .

Если небольшое изменение входного параметра  $x_i$  может вызвать значительное изменение выходного параметра  $P$ , это означает, что  $x_i$  является «высокочувствительным» параметром системной характеристики  $P$ , и наоборот, если изменение  $x_i$  несущественно влияет на изменение  $P$ , то  $x_i$  является «низкочувствительным» параметром. Иными словами, результаты расчета отражают «чувствительность» процесса силового взаимодействия элементов рассматриваемой системы при изменении прочностных и

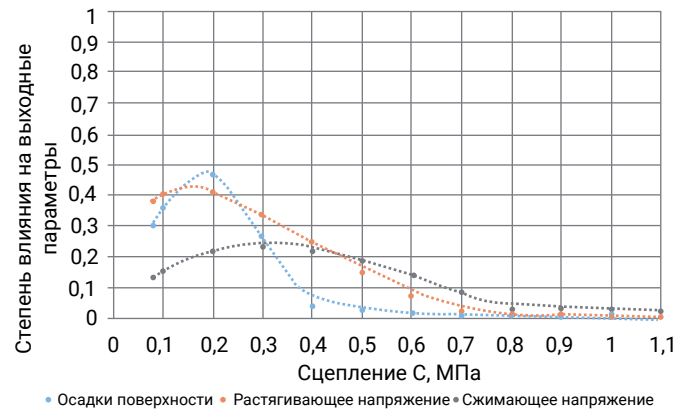
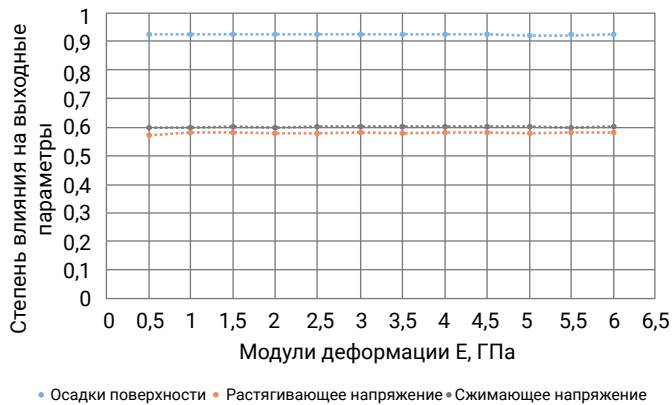


Рис. 13. Степень влияния модуля деформации (а) и сцепления (б) на осадки земной поверхности и напряжения в крепи

деформационных свойств грунтового массива. В частности, в малопрочных скальных и полускальных грунтах (IV и V классов) при заданных размерах выработки и принятых параметрах первичной обделки / временной крепи установлено: наибольшую степень влияния на величину максимальных напряжений в крепи ( $S = 0,6$ ) и осадки земной поверхности ( $S = 0,9$ ) на всем интервале расчетных параметров грунта оказывает модуль деформации грунтового массива (рис. 13а); увеличение коэффициента Пуассона не оказывает существенного влияния на выходные параметры, находясь в пределах величин  $0,04 < S < 0,2$  в полускальных грунтах и  $0,2 < S < 0,3$  в малопрочных скальных; изменение угла внутреннего трения практически не влияет на характер напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы.

Влияние величины сцепления на выходные параметры системы носит нелинейный характер и степень этого влияния на каждый из выходных параметров различна (рис. 13б). Так, в малопрочных полускальных грунтах при величине сцепления в пределах 0,08 МПа влияние на осадку поверхности возрастает, достигая максимального значения при 0,2 МПа ( $S = 0,48$ ). Далее в интервале 0,2 < C < 0,4 МПа зафиксировано заметное снижение «чувствительности» осадок земной поверхности к изменению сдвиговых характеристик грунта ( $0,5 < S < 0,03$ ). Дальнейшее увеличение сцепления до граничного его значения не оказывает влияния на осадки земной поверхности. В полускальных грунтах (IV класс) максимальные растягивающие напряжения в крепи более чувствительны к изменению величины сцепления, чем напряжения сжатия. В интервале величин  $0,08 < C < 0,2$  МПа степень влияния сцепления на растягивающие напряжения возрастает, достигая значения ( $0,3 < S < 0,4$ ). Напряжения в крепи выработки, заложенной в более прочных грунтах менее чувствительны к изменению величины сцепления, а при  $0,6 < C < 1,1$  МПа напряжения в крепи не изменяются с увеличением этого параметра.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проектирование и строительство односводчатых станций метрополитена горным способом в малопрочных скальных грунтах — технически и технологически сложная задача. Обеспечение устойчивости большепролетных выработок и разработка оптимальных конструктивно-технологических решений при стадийной технологии выполнении проходческих работ в первую очередь зависит от правильно принятых методов прогнозирования и последующих расчетов напряженно-деформированного состояния системы «крепь — грунтовой массив».

По совокупности результатов численного моделирования на каждом этапе выполнения проходческих работ определены осадки поверхности земли, характер напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вмещающего выработку и грунтового целика, заключенного между боковыми пилот-тоннелями. Дана оценка напряженно-деформированного состояния всех элементов комбинированной временной крепи / первичной обделки.

Численная реализация математических моделей в процессе проведенного анализа позволила установить ряд закономерностей, характеризующих напряженно-деформированное состояние исследуемой системы «крепь — грунтовой массив», имеющих как теоретическое, так и прикладное значение.

Предложенная методика прогнозирования устойчивости большепролетных выработок при стадийной технологии выполнения проходческих работ позволит обоснованно принимать конструктивно-технологические решения, обеспечивающие высокие технологии проходческих работ и минимизацию конструктивных и технологических рисков. ■



# ОПЫТ УПРАВЛЕНИЯ ПРИРОДНО-ТЕХНОГЕННЫМИ РИСКАМИ

## ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СЕВЕРО-МУЙСКОГО ТОННЕЛЯ

М. О. ЛЕБЕДЕВ,  
А. Д. БАСОВ,  
К. В. РОМАНЕВИЧ

(ОАО «НИПИИ «Ленметрогипротранс»)

*В СТАТЬЕ ОБОБЩЕНА ИНФОРМАЦИЯ ОБ УСЛОВИЯХ И ТЕХНОЛОГИЯХ СТРОИТЕЛЬСТВА, ИССЛЕДОВАНИЯХ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ОСНОВНОГО ТОННЕЛЯ, ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И ВМЕЩАЮЩЕГО МАССИВА, ВЛИЯНИИ СЕЙСМИЧНОСТИ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРОЦЕССЫ И Т. Д. УЧЕТ ПОЛУЧЕННОГО ОПЫТА НЕОБХОДИМ ПРИ РАЗРАБОТКЕ РЕКОМЕНДАЦИЙ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ВТОРОГО СЕВЕРО-МУЙСКОГО ТОННЕЛЯ.*

Северо-Муйский железнодорожный тоннель на Байкало-Амурской магистрали был сдан в эксплуатацию 5 декабря 2003 года. Строительство велось с перерывами 26 лет. Это было связано с необычно сложными природными условиями, недостаточной изученностью трассы на стадии изысканий, отсутствием опыта проектирования и строительства тоннелей в столь сложных горно-геологических условиях.

### ПРИРОДНЫЕ И ТЕХНОГЕННЫЕ РИСКИ

По инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям строительства Северо-Муйский тоннель длиной 15,3 км и глубиной заложения в гольцовой части до 1 км является одним из наиболее сложных тоннелей мира. Объект располагается в Байкальской рифтовой зоне с сейсмичностью более 9 баллов. Высокая сейсмо-





Рис. 1. Фотографии дискования керна

активность территории связана с неотектоникой — развитием новейших тектонических структур [1]. Характерной особенностью геологии является блоково-разрывное строение Муякан-Ангараканского междуречья.

Горный массив по трассе тоннеля представлен гранитами с коэффициентом прочности по Протодьяконову от  $f = 6 \div 14$  до  $f = 0,2 \div 4$  с множеством пересекающих трассу разломов разной мощности и обильными водопритоками до  $1000 \text{ м}^3/\text{ч}$  на забой. По материалам изысканий было установлено, что трассу тоннеля пересекает 26 разломов, которые сложены разрушенными и обводненными грунтами. Информацию об инженерно-геологических условиях впереди забоев приходилось уточнять уже в процессе строительства по мере проходки.

Встроении тектонических зон отмечались сближенные разрывные нарушения мощностью от 4–5 до 30–45 м и более, в пределах которых горные породы находились в неустойчивом состоянии. Эти зоны состоят из водонасыщенных сильнотрещиноватых скальных пород, в центральной части разлома разрушенных до состояния дресвы, песка и глины, находящихся под высокими гидростатическими напорами. При вскрытии забоями таких участков породы переходили в плавунное состояние, и происходили внезапные выбросы и выносы водо-грунтовых масс в подземные выработки.

Вне зон тектонических нарушений наблюдались проявления горного давления в массивах перенапряженных горных пород на участках тоннеля с глубинами заложения более 300 м. Повышенное горное давление проявлялось в виде шелушения, отщепов, динамического заколообразования и «стреляния» пород на контуре выработок.



Рис. 2. Фотография плитки отщеп с контура разведочной штольни

Наиболее яркие и масштабные динамические проявления горного давления наблюдались со стороны восточного портала тоннеля на глубине около 550 м.

Напряженное состояние массива горных пород подтверждалось по данным разведочного горизонтального бурения с отбором керна (происходило «дискование керна»). Диски имели характерную выпукло-вогнутую форму (рис. 1). При проходке разведочной штольни тех же интервалов горнопроходческим комплексом «Роббинс» непосредственно в призабойной части за оболочкой ротора происходило шелушение, «стреляние» и отслоение в виде плиток вогнутой формы по контуру — в основном стен (рис. 2).

В конце 1988 года при проходке подходной штольни от шахтного ствола и рассечки от разведочной штольни к основному тоннелю интенсивность процесса динамических проявлений горного давления стала возрастать. Началось «стреляние», интенсивное образование трещин, заколы и обрушения отслоившейся породы со стенок. Наибольшие объемы проявления разрушений происходили вначале по стенкам сопряжений: на рассечке между разведочной штольней и основным тоннелем, вблизи нее по смежным штольни и тоннелю стенкам. По материалам геологической документации, горный массив на этом участке представлен биотитовыми гранитами, порфиroidными с жилами пегматитов и мелкозернистых гранитов мощностью до 60 см, слабо трещиноватыми с коэффициентом крепости по М. М. Протодьяконову  $f=6\div 10$ , которые не требовали крепления.

На рис. 3 приведены фотографии участков разрушения в результате динамических проявлений горного давления. Причем эти события происходили стремительно, и их продолжительность интервалами была от десятков



Рис. 3. Фотографии разрушений породы у сочленения выработок

секунд до нескольких минут, потом перерыв примерно такой же продолжительности и опять разрушения. Данный процесс по мере произошедших разрушений на контуре выработок постепенно затухал, трещины прорастали и углублялись в массив, создавая зону разгрузки.

Многочисленные природные факторы риска осложнялись техногенным вмешательством. Ярким примером можно назвать наведенную сейсмичность.

Проявление землетрясений слабых и средней интенсивности в подземных условиях во время строительства Северо-Муйского тоннеля наиболее часто приходилось наблюдать, когда забои выработок находились в зонах разломов. Причем, с большой долей уверенности, такие землетрясения считались наведенными, связанными с горными работами. В условиях строительства подземного сооружения, когда в забоях тоннеля ежедневно проводится по несколько взрывов, трудно объективно разделить сейсмические воздействия от этих взрывов и землетрясений. Для анализа таких событий привлекали всю доступную информацию: опрос людей, которые были на момент события в выработке, записи в горных журналах, сейсмометрические материалы.

Наиболее четко взаимосвязи сейсмичности со случаями масштабных динамических проявлений горного давления можно было проследить, когда одновременно в нескольких раскрытых забоях, находящихся в течение некоторого времени в неустойчивых зонах разломов, начинали очень интенсивно развиваться процессы обрушений и выносов водно-грунтовых масс. Тогда же случались землетрясения в окрестностях тоннеля, с некоторой задержкой или практически в одно и то же время. Более крупным выбросам предшествовали мелкие вывалы-выносы.

Об энергии влияния гидравлических и механических ударов при вывалах-выносах на формирующиеся очаги

землетрясений можно судить по нагрузке, которую эти удары оказывали на забой. При выбросе  $200 \text{ м}^3$  и  $6000 \text{ м}^3$  она могла достигать соответственно  $0,2$  и  $6 \text{ МПа}$ . Безусловно, что такие удары оказывали влияние на всю геогидродинамическую систему Ангараканской депрессии и гидравлически связанных с ней тектонических нарушений. Известны многие случаи, когда местные слабые землетрясения и динамические проявления горного давления в забоях взаимодействовали между собой.

При проходке зоны Ангараканской депрессии крупная авария с человеческими жертвами случилась 20 сентября 1979 года. Комиссия Министерства транспортного строительства СССР в акте от 25 сентября сделала вывод, что наиболее достоверной причиной аварийного выброса следует считать гидродинамический удар, возникший в результате неспрогнозированного неблагоприятного сочетания техногенных и природных факторов, в том числе сейсмических. Было отмечено, что эти факторы за длительное время ведения горнопроходческих работ по зоне депрессии привели к резкому ослаблению окружающего выработку массива горных пород, вплоть до образования плавунного состояния в рыхлых отложениях, что неоднократно проявлялось в разведочной штольне и ее забое.

При строительстве Северо-Муйского и других тоннелей БАМа произошло еще много подобных случаев. Вывод, который можно сделать на основе имеющихся данных, заключается в том, что существует взаимодействие сейсмических событий в районе подземных выработок с динамическими проявлениями в них горного давления. Эти проявления наиболее опасны, когда забои выработок находятся в неустойчивых обводненных зонах разломов. Поскольку тектоника и сейсмичность в районе Северо-Муйского тоннеля функционируют как единая динамическая система, то и реакция такой систе-

мы на внешние воздействия оказывается практически единовременной.

## УПРАВЛЕНИЕ РИСКАМИ

Проходка тоннеля велась одновременно со стороны восточного и западного порталов. Для ускорения строительства через каждые 500-600 м между разведочной штольней и основным тоннелем проектом были предусмотрены сбойки для открытия дополнительных забоев. Самое большое количество одновременно работающих забоев в тоннеле и штольне составляло соответственно 10 и 5. При проходке применяли щитовой и горный способы.

В зависимости от геологических условий при строительстве штольни и тоннеля были опробованы различные технологические схемы [2]. В них определялся порядок ведения работ по разработке породы, крепления забоя, варианты конструкций временной крепи и возведения обделки, типы оборудования, его размещение в тоннеле, расходы материалов, электроэнергии, состав бригад и сроки работ. На основе технологических схем разрабатывались проекты производства работ и технологические карты для конкретных условий строительства.

Отработанные схемы при строительстве тоннеля позволяли определять наиболее эффективные комплексы современного высокопроизводительного оборудования и машин для проходки и возведения различных видов обделки. Для сооружения постоянной обделки тоннеля:

- на припортальных участках в обводненных, неустойчивых, рыхлых и сильнотрещиноватых грунтах с коэффициентом крепости  $f = 0,6 \div 2$  использовали сборную обделку из чугунных тубингов диаметром 8,5 и 9,5 м;
- в зонах тектонических разломов и сильнотрещиноватых грунтах с  $f = 2 \div 4$  применяли монолитные усиленные железобетонные обделки;
- на участках с устойчивыми и слабо трещиноватыми грунтами с  $f \geq 4$  устраивали монолитные бетонные обделки.

При сооружении стволов применялся буровзрывной способ проходки заходками на одно кольцо обделки. Из-за больших напоров трещинножильных вод происходили неоднократные их прорывы в выработанное пространство с выносом песка и мелкообломочного материала. Так, в период с сентября по октябрь 1978 года проходка ствола №3 была приостановлена в связи с прорывом воды в забой дебитом  $Q = 90 \text{ м}^3/\text{ч}$ . Далее с декабря и по сентябрь 1979 года проходка не производилась из-за внезапного прорыва с дебитом 300–360  $\text{м}^3/\text{ч}$ .

При сооружении ствола №2 в результате больших водопритоков пластовых вод ( $Q \sim 180 \text{ м}^3/\text{ч}$ ) с выносом пес-

чаного материала была деформирована чугунная крепь в интервале 42,5–52,5 м.

Для гидроизоляции крепи по всей глубине стволов производился комплекс работ, включающий в себя чеканку швов свинцовой проволокой с контрольной подчеканкой, чеканку цементом БРЦ и контрольный тампонаж тубинговой колонны.

Для понижения уровня подземных вод производилось бурение вертикальных водопонизительных скважин глубиной до 270 м и оборудование их глубинными насосами типа ЭЦВ 10-63-270.

На стволе №1, несмотря на то, что в результате работы скважин уровень подземных вод был понижен с отметки 36 м до 153 м, водоприток значительно уменьшить не удалось. На отметке 70–72 м он составил  $\sim 200 \text{ м}^3/\text{ч}$ , а на отметке 156 м, при пройденном стволе до глубины 244 м, произошел прорыв трещинножильных вод, приведший к затоплению ствола до отметки 74 м. В связи с наличием больших водопритоков проходка велась в искусственно замороженных породах в интервале 0–302 м. В интервале 72–302 м применялась цементация с шагом 20–30 м.

Для проходки основного тоннеля в зонах разломов в соответствии с государственной научно-технической программой были разработаны и применены практически новые технологии и специальные способы работ. Без их использования осуществить успешное строительство Северо-Муйского тоннеля было бы весьма проблематично и вообще вряд ли возможно.

Так, впервые в нашей стране были разработаны и применены в сложных горно-геологических условиях и на участках разломов [2]:

- технология проходки подземных выработок с устройством арочно-бетонной крепи и двухслойной обделки;
- конструкции опережающих экранов из труб;
- взрыво-инъекционный метод упрочнения грунтов;
- в опытном порядке — замораживание обводненных грунтов жидким азотом.

**СТРОИТЕЛЬСТВО СЕВЕРО-МУЙСКОГО ТОННЕЛЯ СТАЛО ДЛЯ ТОННЕЛЬЩИКОВ НАШЕЙ СТРАНЫ СЕРЬЕЗНЫМ ВЫЗОВОМ, С КОТОРЫМ ОТРАСЛЬ УСПЕШНО СПРАВИЛАСЬ. В НАСТОЯЩЕЕ ВРЕМЯ ВОЗНИКЛА НЕОБХОДИМОСТЬ СООРУЖЕНИЯ ВТОРОГО СЕВЕРО-МУЙСКОГО ТОННЕЛЯ, ЧТО ТАКЖЕ ПОТРЕБУЕТ ДЛИТЕЛЬНОЙ КОНЦЕНТРАЦИИ УСИЛИЙ ШИРОКОГО КРУГА СПЕЦИАЛИСТОВ.**

Для проходки зон разломов были усовершенствованы и откорректированы для применения в реальных условиях известные специальные способы работ по инъекционному закреплению грунтов, комплексному водопонижению, заполнению пустот, образованных при выносах породы из сводовой части, и другие. Также впервые в стране применены передовые зарубежные техника и технологии проходки зон разломов.

На удароопасных участках осуществлялся ряд мероприятий по защите тоннельных выработок от негативных последствий динамических проявлений горного давления. Так, на участках с прогнозируемым высоким уровнем напряжений для уменьшения взаимного влияния между тоннелем и штольней были увеличены целики. Для разгрузки напряжений по контуру выработок применялось регулирование скоростей проходки, в том числе с ее остановкой на время от нескольких суток до недели и более.

## КОНТРОЛЬ ПРИРОДНЫХ РИСКОВ

Управление природно-техногенными рисками невозможно без их контроля.

При строительстве Северо-Муйского тоннеля постоянно уточнялись инженерно-геологические условия проходки путем опережающего бурения горизонтальных разведочных скважин с отбором керна из забоев разведочной штольни. Для уточнения условий проходки и прогноза состояния грунтов впереди забоя, кроме разведочного бурения, применялись геофизические методы. В частности, метод естественного импульсного электромагнитного излучения (ЕИЭМПЗ) и, в опытном порядке, георадар Московского инженерно-физического института (МИФИ).

Выполнялись натурные исследования напряженно-деформированного состояния обделки. При строительстве тоннеля были смонтированы замерные станции, оснащенные датчиками, фиксирующими местные сум-

**ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРИРОДНО-ТЕХНОГЕННЫХ РИСКОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СЕВЕРО-МУЙСКОГО ТОННЕЛЯ ПРИМЕНЯЛСЯ ШИРОКИЙ КОМПЛЕКС ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ И ГЕОФИЗИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ, БЕЗ ЧЕГО БЫ НЕВОЗМОЖНО РАЗРАБАТЫВАТЬ И ОСУЩЕСТВЛЯТЬ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ЗАЩИТЕ ТОННЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК ОТ ПРОЯВЛЕНИЯ НЕГАТИВНЫХ ФАКТОРОВ В СЛОЖНЫХ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ.**



*Рис. 4. Деформометры ПЛДС-400 на одиночной трещине в блоке*

марные деформации конструкций от горного давления, гидростатики и температурных воздействий, а также сейсмопроявлений. Вычислялись напряжения в обделках тоннеля, результаты сравнивались с запасом несущей способности. Эти данные служили целям оперативного контроля напряженно-деформированного состояния существующих крепей и обделок, а для новых участков — основой для своевременного вмешательства в конструктивные изменения обделок.

Замерные станции на Северо-Муйском тоннеле монтировались, начиная с 1978 года, в различных горно-геологических условиях. Использовались струнные измерительные преобразователи линейных деформаций типа ПЛДС, предназначенные для измерения относительных линейных деформаций бетонных, железобетонных и других элементов сооружений при контрольных наблюдениях и натурных исследованиях их состояния. Преобразователи закладывались в бетон или устанавливались непосредственно на поверхности сооружений. Инсталлированные в конструкции замерные станции продолжали поставлять информацию об изменениях НДС и на этапе эксплуатации тоннеля, большинство из них и сейчас находятся в работоспособном состоянии.

Учитывая высокую сейсмическую активность района, особое внимание при строительстве и последующей эксплуатации тоннеля уделялось проявлениям напряженно-деформированного состояния в виде остаточных деформаций, зарегистрированных при долговременных наблюдениях на замерных станциях [3,4].

На станции №8 в разведочной штольне на ПК 78+13, расположенной в блоке ВЗ, датчики ПЛДС-400 были установлены через трещину (см. фото — рис. 4), пересекающую блок крепких гранитов.

Происходившие в период строительства землетрясения средней интенсивности приводили к появлению остаточных деформаций на некоторых участках зон тектонических нарушений. В дальнейшем небольшие деформации наблюдались в основном за счет колебаний температуры воздуха в тоннеле.

Сейсмическая опасность различных участков тоннеля была оценена с учетом глубины заложения и конкретных инженерно-сейсмологических условий. Приращенная сейсмическая балльность рассчитывалась по замеренным скоростям сейсмических волн и составляют относительно скального грунта для грунтов в основании тоннеля от  $-1,1$  до  $+1,7$  балла. Следует отметить, что при данных оценках не учитывали вероятные смещения по существующим разломам, которые при землетрясении в 9 баллов могут быть  $1-1,2$  м, а при 10 баллах —  $5-7$  м.

По данным сейсмогеологов, уже при землетрясениях 5-6 баллов и более скальные блоки по тектоническим зонам дробления могли переходить в движение и создавать угрозу разрушений в тоннеле. Исследования, проведенные после начала строительства показали, что:

- перемычка, в которой располагается тоннель, является самой сейсмоактивной в Байкальской рифтовой зоне, а в ней наиболее активна зона Перевального разлома;

- перемычка разделяет направления вспарывания разрывов при землетрясениях: восточнее они ориентированы на восток, на западе — к западу; с одной стороны это несколько снижает сейсмическую опасность для тоннеля, но с другой — растягивающие напряжения в массиве способствуют раскрытию трещин, что обеспечивает гидравлическую связь различных систем трещин и водопритоки, намного превышающие расчетные;

- при землетрясении 9 баллов и выше в тоннеле по зонам разломов возможны вертикальные смещения до  $1-1,2$  м и раскрытия трещин;

- сильные землетрясения могут сопровождаться опасными явлениями в виде смещений блоков пород, гидравлическими ударами.

На недостатки проведенных работ по сейсмическому микрорайонированию тоннелей указывал член-корреспондент РАН В. П. Солоненко [5]. Представляется, что до сих пор ряд вопросов сейсмомикрорайонирования тоннелей остается нерешенным.

Инструментальные данные о сейсмичности в районе расположения Северо-Муйского тоннеля получали с помощью регистрации местных землетрясений специально организованной в 1976 году локальной сетью сейсмостанций, а также по данным подземной сейсмостанции (рис. 5, 6), установленной в одной из вспомогательных штолен в зоне Ангараканской депрессии [6,7].

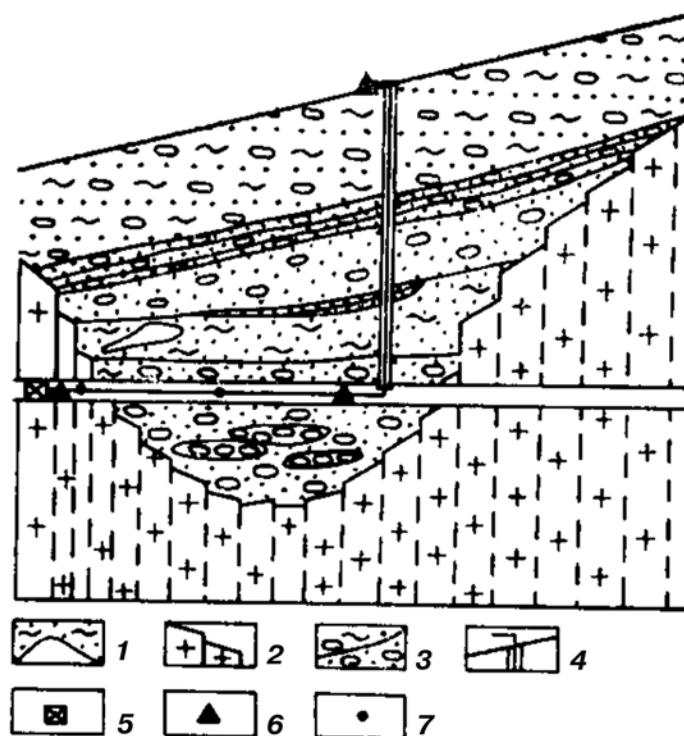


Рис. 5. Схема расположения сейсмических датчиков в зоне Ангараканской депрессии: 1 — рыхлые приповерхностные отложения; 2 — трещиноватые граниты; 3 — грунты зоны депрессии; 4 — скважина с соединительным кабелем от сейсмостанции к сейсмоприемникам на поверхности; 5 — сейсмостанция; 6 — сейсмоприемники на грунтах; 7 — сейсмоприемники на обделке тоннеля



Рис. 6. Аппаратура подземной сейсмической станции во вспомогательной (дренажной) штольне со стороны западного портала в зоне Ангараканской депрессии

Это позволило изучать взаимосвязи между местными землетрясениями и изменениями напряженно-деформированного состояния горных пород вблизи подземных выработок, особенно в местах, где случались аварийные ситуации с выносом водно-грунтовых масс из забоев при проходке зон тектонических нарушений, а также на участках динамических проявлений горного давления.

Регистрирующая аппаратура размещалась в подземной выработке, а сейсмоприемники устанавливались на поверхности и в выработках. Глубина заложения тоннеля в точке установки сейсмоприемников на поверхности и в тоннеле составляла около 120 м. Полученные результаты показывали, что сейсмические колебания от восьми зарегистрированных землетрясений были интенсивностью около 4 баллов. Амплитудный уровень колебаний на дневной поверхности над тоннелем превышал максимальные амплитуды колебаний в тоннеле в  $3 \pm 0,6$  раза, что в приращениях сейсмической балльности составляет разницу почти в 1,5 балла.

В период инструментальных наблюдений в исследуемом районе не происходило ощутимых и сильных землетрясений, по которым можно было бы оценить реальную сейсмическую опасность в тоннеле. Анализ записей землетрясения 6 июня 1983 года ( $I_0 = 3$  балла, эпицентральное расстояние  $\Delta = 40-45$  км, глубина очага  $H = 15-20$  км), зарегистрированного подземной сейсмостанцией, показал, что реальное затухание амплитуд колебаний — с глубиной меньше расчетного. В спектре колебаний присутствуют два максимума на низких и на относительно высоких сейсмических частотах [6].

В целом для контроля природно-техногенных рисков при строительстве Северо-Муйского тоннеля применялся широкий комплекс геомеханических и геофизических исследований, без чего было бы невозможно разрабатывать и осуществлять мероприятия по защите тоннельных выработок от проявления негативных факторов в сложных горно-геологических условиях.

## ВЫВОДЫ

Строительство Северо-Муйского тоннеля стало для тоннельщиков нашей страны серьезным вызовом, с которым отрасль успешно справилась. В настоящее время возникла необходимость сооружения Второго Северо-Муйского тоннеля, что также потребует длительной концентрации усилий широкого круга специалистов.

В некоторой степени задача строительства нового тоннеля упрощается тем, что сейчас мы обладаем более подробными знаниями о геологическом и гидрогеологическом строении вмещающего массива, а также возможностями современных технологий и организационно-технических решений. Кроме того, произошли значительные совершенствования систем контроля и управления рисками в подземном строительстве, апробированных в условиях сооружения большого количества транспортных тоннелей в различных регионах. Разработано «Методическое руководство по комплексному горно-экологическому мониторингу при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей». Благодаря применению современных телекоммуникационных средств налажена оперативная обработка данных, которая расширяет возможности анализа текущей ситуации и сокращает время между началом воздействия негативного фактора и принятием управляющего решения, что, в свою очередь, повышает степень защищенности объекта.

Тем не менее, учет опыта контроля и управления природно-техногенными рисками при строительстве существующего тоннеля чрезвычайно важен при разработке рекомендаций для сооружения Второго Северо-Муйского тоннеля. ■

## Литература

1. Сейсмоструктура и сейсмичность района строительства БАМ. Сб. статей /АН СССР, Междуведомственный совет по сейсмологии и сейсмостойкому строительству при Президиуме АН СССР, Инс-т земной коры СО РАН СССР; отв. ред. М.М. Одинцов. — М.: Наука, 1980. 203 с.
2. Технический отчет об изысканиях, проектировании и строительстве 1974-1989 гг. «Байкало-Амурская железнодорожная магистраль. Тоннели». — М.: ТИИР, 1999.
3. Басов А.Д. Остаточные деформации и сейсмическая опасность зон разломов в условиях подземных выработок. // Вопросы инженерной сейсмологии. 2010, т. 37, №2, с. 34-47.
4. Басов А.Д. Локальные нарушения напряженно-деформированного состояния геологической среды и землетрясения в районе Северо-Муйского тоннеля // Вопросы инженерной сейсмологии. 2010, т. 37, № 1. С. 68–78.
5. Солоненко В.П., Николаев В.В., Семенов Р.М., Демьянович М.Г., Курушин Р.А., Хромовских В.С., Чипизубов А.В.. Геология и сейсмичность зоны БАМ. Сейсмогеология и сейсмическое районирование. Новосибирск: Наука, 1985. 192 с.
6. Басов А.Д., Иванов Ф.И., Павлов О.В., Потапов В.А., Сильвестров С.Н. Организация подземной сейсмостанции на Северомуйском тоннеле. / Сб. «Сейсмостойкость транспортных и сетевых сооружений». — М.: Наука, 1986. С. 81-84.
7. Павлов О.В., Потапов В.А., Седых А.И. К оценке относительной сейсмической опасности тоннелей. // Геология и геофизика. — Новосибирск: Наука СО, 1990. С. 109-115.

# ОДНОВРЕМЕННОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНОЙ И НАДЗЕМНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЯ МЕТОДОМ UP-DOWN

М. Ю. АБЕЛЕВ

(Центр инновационных технологий в строительстве Института ДПО ГАСИС НИУ ВШЭ);

С. С. ЗУЕВ,

Р. Р. АХМЕТШИН

(АО «Нью Граунд»)

*В УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ, А ТАКЖЕ ДЕФИЦИТА СВОБОДНЫХ УЧАСТКОВ, ПОДЗЕМНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО ПРИОБРЕТАЕТ ОСОБУЮ АКТУАЛЬНОСТЬ. ОДНАКО МЕСТНАЯ СПЕЦИФИКА, СЛОЖНЫЕ ИНЖЕНЕРНЫЕ И ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ДЕЛАЮТ ЗАДАЧУ ВОЗВЕДЕНИЯ ОБЪЕКТОВ ПОД ЗЕМЛЕЙ ОЧЕНЬ НЕПРОСТОЙ. ЭТО СТИМУЛИРУЕТ ИНЖЕНЕРОВ ИСПОЛЬЗОВАТЬ НОВЫЕ МЕТОДЫ. ОДНИМ ИЗ НИХ ЯВЛЯЕТСЯ UP-DOWN, ИЛИ «ВВЕРХ-ВНИЗ».*

## ВВЕДЕНИЕ

Такой способ позволяет на нулевой отметке выполнить перекрытие и продолжить строительство одновременно как вверх, так и вниз. Данная технология является актуальной в современных условиях строительства, так как позволяет возводить здания с меньшим задействованием близлежащих территорий. В статье описан принцип технологии Up-down и пред-

ставлен порядок производства работ, рассмотрены основные преимущества и недостатки данного метода, приведены результаты геотехнического мониторинга окружающей застройки.

Основной областью применения метода является устройство глубоких котлованов в пределах плотной городской застройки. Обычно этот способ используется при невозможности выполнения грунтовых анкеров вследствие стесненных условий и существующей раз-

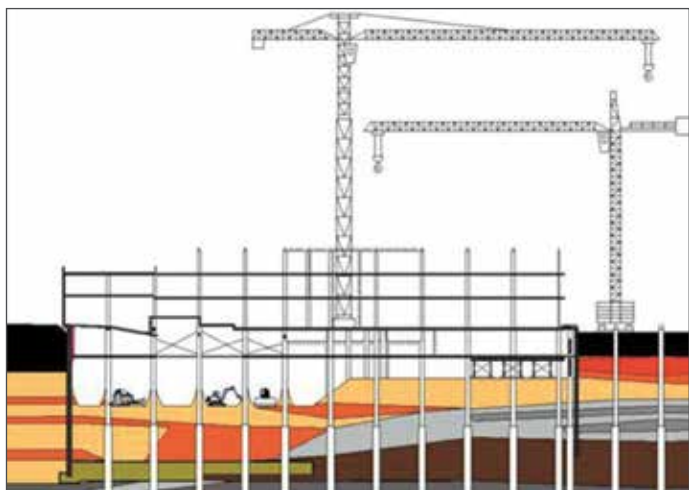


Рис. 1. Схема производства работ по методу Up-down

витой подземной части на соседних участках [1-7]. Кроме того, метод применяется при малых допустимых деформациях окружающих зданий и сооружений. Явным преимуществом Up-down является высокий темп строительства при устройстве высотной части (рис. 1).

При многих преимуществах этого метода он в большинстве случаев ведет к удорожанию строительного производства по сравнению со строительством в открытом котловане. Особую сложность представляет собой организация снабжения и логистики при подобном виде работ [8]. Следует отметить, что устройство подземной части по методу «сверху вниз» требует высокой квалификации подрядчика и детальной проектной проработки [9].

Для производства работ используются технологии «стена в грунте» и струйная цементация грунта (Jet-grouting). Проектирование конфигурации стены выполняется с учетом особенностей технологического оборудования (гидрофрезы). В ходе подготовительных работ по контуру будущей ограждающей конструкции выполняется форшахта шириной 680 мм и глубиной до 1,5 м, стенки которой раскрепляются железобетонными монолитными конструкциями.

**ОСНОВНОЙ ОБЛАСТЬЮ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДА ЯВЛЯЕТСЯ УСТРОЙСТВО ГЛУБОКИХ КОТЛОВАНОВ В ПРЕДЕЛАХ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ. ОБЫЧНО ЭТОТ СПОСОБ ИСПОЛЬЗУЕТСЯ ПРИ НЕВОЗМОЖНОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ АНКЕРОВ ВСЛЕДСТВИЕ СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЙ И СУЩЕСТВУЮЩЕЙ РАЗВИТОЙ ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ НА СОСЕДНИХ УЧАСТКАХ.**

Разработка грунта в траншее и бетонирование выполняется под защитой глиняного тиксотропного раствора, приготовляемого из бентонитовой глины, что обеспечивает устойчивость стенок траншеи от обрушения. Параметры раствора корректируются при производстве работ на опытном участке

Укладка бетонной смеси панелей ограждающей конструкции выполняется методом вертикального подъема трубы. Бетонирование стен под защитой глиняного раствора должно осуществляться не позднее чем через 8 часов после образования траншеи в захватке. Бетонирование одной захватки выполняется непрерывно на всю высоту. Между захватками делается холодный рабочий шов. Армирования захватки выполняется сборными пространственными арматурными каркасами. Глубина выполнения ограждающей конструкции по данной технологии может достигать 40–50 м.

## СТЕНА В ГРУНТЕ И СТРУЙНАЯ ЦЕМЕНТАЦИЯ

По грунтовым условиям «стена в грунте» может применяться в любых дисперсных грунтах.

При устройстве больших котлованов, внутри которых возводится здание или сооружение, ограждающие конструкции, выполненные методом «стена в грунте», используют как внешние стены подземной части. В этом случае нагрузка от здания передается на фундаменты, не связанные с ограждающими стенами.

При необходимости ограждающие конструкции, устраиваемые методом «стена в грунте», могут выполнять двойную функцию: являются и ограждением котлована, и конструктивным элементом.

Современные технологии позволяют устраивать подземные сооружения разных форм, но традиционными и наиболее часто встречающимися являются конструкции из прямолинейных стенок.

При наличии грунтов, содержащих твердые включения природного или техногенного происхождения (крупные валуны, обломки бетонных конструкций, каменной кладки и др.) при проходке траншеи применяется техника, оснащенная фрезерным оборудованием.

Использование грейферного оборудования, которым крупные включения извлекаются, может привести к деформированию стенки траншеи, падению уровня тиксотропного раствора и деформациям окружающего массива и близ расположенных зданий.

Для надежного уплотнения проблемных стыков между панелями траншейных стен, как показал опыт



строительства, успешно может быть применена технология струйной цементации Jet-grouting. Она заключается в разрушении и перемешивании грунта высоконапорной струей цементного раствора, исходящего под высоким давлением из монитора, расположенного на нижнем конце буровой колонны. В результате в грунтовом массиве формируются сваи диаметром 0,6-1,5 м из нового материала — грунтобетона с достаточно высокими несущими и противофильтрационными характеристиками. При этом цементационные работы могут выполняться как снаружи ограждающих котлованов стен, так и изнутри котлована до его разработки. С этой целью в зависимости от прогнозируемой величины раскрытия стыков с глубиной могут быть применены неармируемые или армируемые металлическими трубами грунтоцементные колонны диаметром 60 или 80 см.

Для разработки грунтового ядра внутри подземного сооружения, возводимого способом «стена в грунте», рекомендуется применять технологию, которая предусматривает разработку вначале центральной части грунтового массива внутри сооружения на глубину одного яруса с сохранением по периферии неразработанных участков. Такой прием облегчает работу ограждающей конструкции. Затем монтируются распорные конструкции, и разрабатывается оставшаяся часть грунта. Одним из существенных преимуществ данных технологий является возможность устройства как отдельных, так и протяженных подземных конструкций с поверхности земли без экскавации котлована [10].

Производство работ по методу Up-down считается одним из самых сложных видов строительного производства с геотехнической точки зрения и предусматривает комплексную программу мониторинга в период строительства здания [11].

## ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА СТРОИТЕЛЬСТВА

Рассматриваемая в публикации площадка строительства обладает практически всеми перечисленными осложняющими факторами.

### Инженерно-геологические и гидрогеологические условия

В геологическом строении площадки принимают участие следующие элементы (рис. 2): ИГЭ-1 — современные техногенные отложения, песчано-суглинистые грунты со

щебнем кирпича; ИГЭ-2 — глина мягкопластичной консистенции; ИГЭ-3 — суглинки мягкопластичной и тугопластичной консистенции; ИГЭ-4 — супеси пластичные; ИГЭ-5 — пески пылеватые, средней плотности, водонасыщенные; ИГЭ-6 — пески мелкие, средней плотности, водонасыщенные; ИГЭ-7 — пески средней крупности, средней плотности, водонасыщенные; ИГЭ-8.1 — глина полутвердая; ИГЭ-8 — мергель малопрочный; ИГЭ-9.1 — известняк, разрушенный до щебня и дресвы; ИГЭ-9 — известняк малопрочный; ИГЭ-10 — глина полутвердая.

Подземная вода встречена на глубине 3,7-4 м от поверхности.

В представленных инженерно-геологических условиях, при наличии в основании значительной толщи слабых грунтов и высоком уровне грунтовых вод, основным требованием к ограждающей конструкции котлована является обеспечение минимального поступления воды и ограничение дополнительных вертикальных перемещений окружающей застройки. Для определения зданий и сооружений, на которые возможно влияние от строительства, предварительно назначается 30-метровая зона, которая впоследствии уточняется расчетами. Выполняется обследование зданий, определяется история их возведения, техническое состояние основных конструктивных элементов. Величина допустимого влияния определяется исходя из условия обеспечения надежности здания и зависит от его технического состояния и конструктивной схемы.

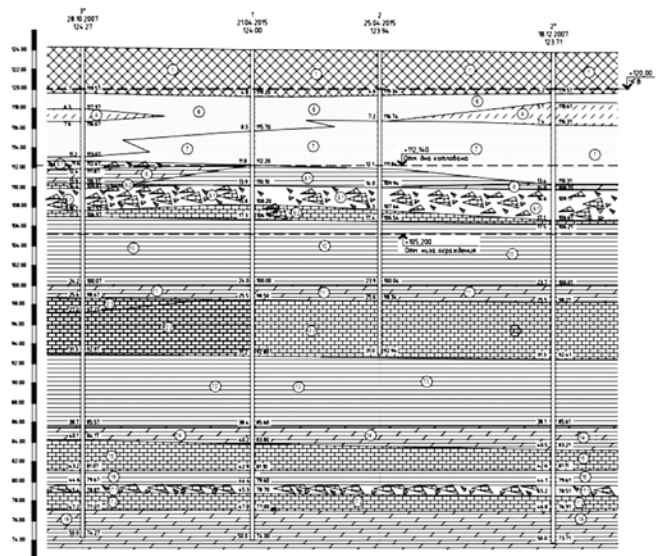


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез площадки строительства



Фото 1. Вид стройплощадки со стороны ул. Садовническая

## Градостроительная и геотехническая ситуация

Объект возводится в существующем квартале исторической застройки на месте демонтированного здания. При этом по градостроительным условиям было необходимо сохранить исторический фасад старого дома, выходящий на улицу (фото 1). В зону влияния строительства попадают 15 зданий, техническое состояние их по результатам обследования оценено как удовлетворительное, предельные дополнительные осадки ограничены диапазоном 10-30 мм. Для обеспечения сохранности и механической безопасности объекта при производстве работ по строительству здания и в ходе его эксплуатации необходимо было выполнить комплекс работ по улучшению механических свойств грунтов оснований (метод компенсационного нагнетания цементного раствора) и усилению конструкции фундаментов.

На всех этапах производства работ был организован мониторинг за развитием вертикальных перемещений и техническим состоянием основных конструкций зданий. Схема расположения наблюдательных марок приведена на рис. 3.

## Характеристика строящегося здания

Здание монолитное, железобетонное, с максимальной отметкой верха 34,1 м, прямоугольной формы в плане, состоящее из 6-этажной надземной части и 3-этажной

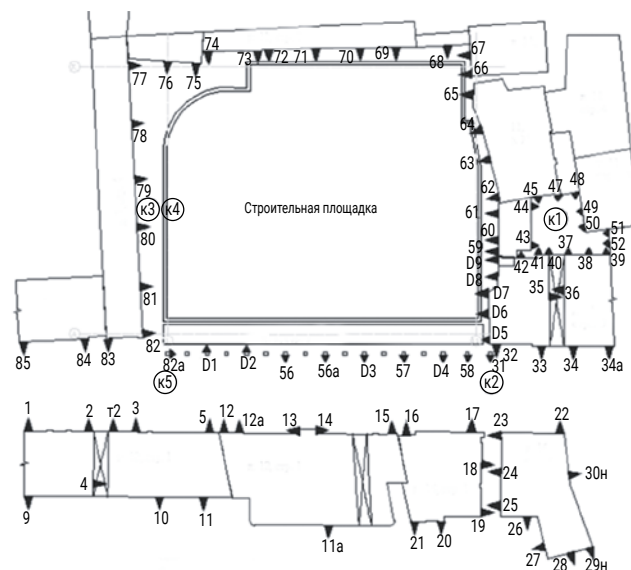


Рис. 3. Схема размещения наблюдательных марок (вертикальные перемещения)

подземной (гаража). Несущие конструкции — продольные и поперечные монолитные железобетонные стены и колонны. Максимальная глубина котлована — 12,6 м. Способ разработки котлована — Up-down: заглубление под защитой дисков плит перекрытий с возможностью одновременного строительства вверх. Конструкция ограждения котлована — траншейная стена толщиной 640 мм, выполняемая гидрофрезерным оборудованием (базовая машина Bauer BG-28 с гидрофрезой BC-32). Фундамент — свайное поле со сваями-бареттами, опирающимися на однородный скальный грунт (известняки). Вся эксплуатационная нагрузка передается на сваи, железобетонная плита подстилающего слоя толщиной 250 мм не связывается со сваями.

## ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТ

Производство работ по устройству подземной части здания выполнялось в следующей последовательности:

**Этап 1.** Выполнение компенсационного нагнетания цементного раствора в грунтовое основание фундаментов зданий окружающей застройки. Усиление конструкции фундаментов зданий окружающей застройки. Устройство буроинъекционных свай в основании фундаментов сохраняемой части фасада (рис. 4).

Усиленный таким образом грунтовый массив является новым техногенным образованием, обладающим высокой степенью жесткости. Методика уплотнения

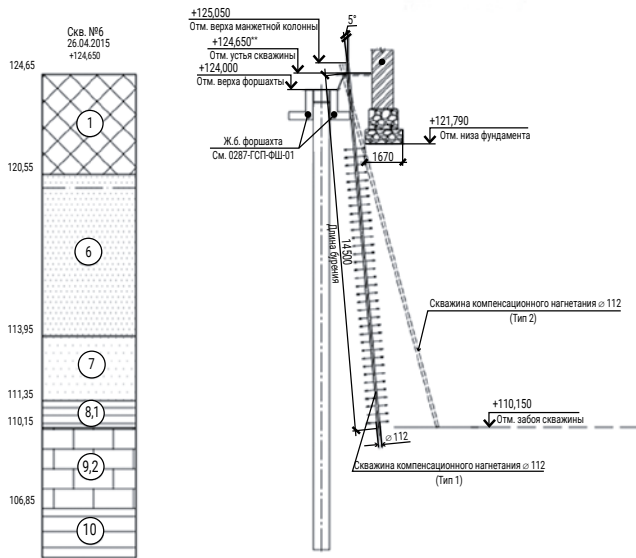


Рис. 4. Схема выполнения работ по усилению грунтового основания фундаментов существующих зданий

позволяет уплотнять не только дисперсные связанные грунты (глины, суглинки, супеси), но и несвязанные дисперсные (пески, насыпные техногенные грунты). Расширение возможностей применения технологии на широком спектре грунтов происходит за счет подбора качествен-

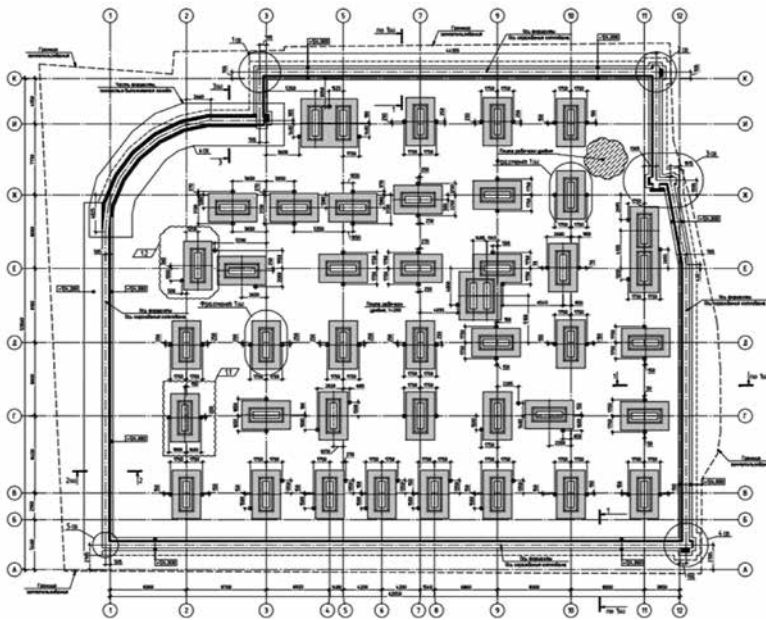


Рис. 5. Этапы устройства форшахт ограждения по периметру и баретт, цементации основания и бетонирования плиты рабочего уровня

ной характеристики раствора, обеспечивающей ее высокую проникающую способность. Наличие грунтовых вод не является противопоказанием к применению высоконапорной инъекции.

**Этап 2** (рис. 5). Выполнение форшахт для устройства ограждения по периметру подземной части здания и для выполнения свай-баретт. Производство работ по устройству монолитной железобетонной плиты рабочего уровня с направляющими гильзами для устройства скважин цементации. Бурение скважин и цементация скального грунта. После цементации вдоль периметра ограждения котлована образуется слой скального грунта с достаточными противодиффузионными свойствами для разработки вертикальных траншей под защитой бентонитового раствора. Водопроницаемость зацементированных грунтов контролируется по величине удельного водопоглощения, установленного при гидравлическом опробовании контрольных скважин. В основании баретт формируется непрерывный пласт сплошного зацементированного скального массива с нормативным пределом прочности на одноосное сжатие  $R_c \geq 11,0$  МПа. Для контроля прочности выполняется отбор образцов и их лабораторные испытания.

**Этап 3** (рис. 6). Устройство траншейной стены ограждения подземной части методом «стена в грунте» (фото 2) гидрофрезерным оборудованием (единичная заходка 2800 x 640 мм) в две очереди по захваткам с заведени-

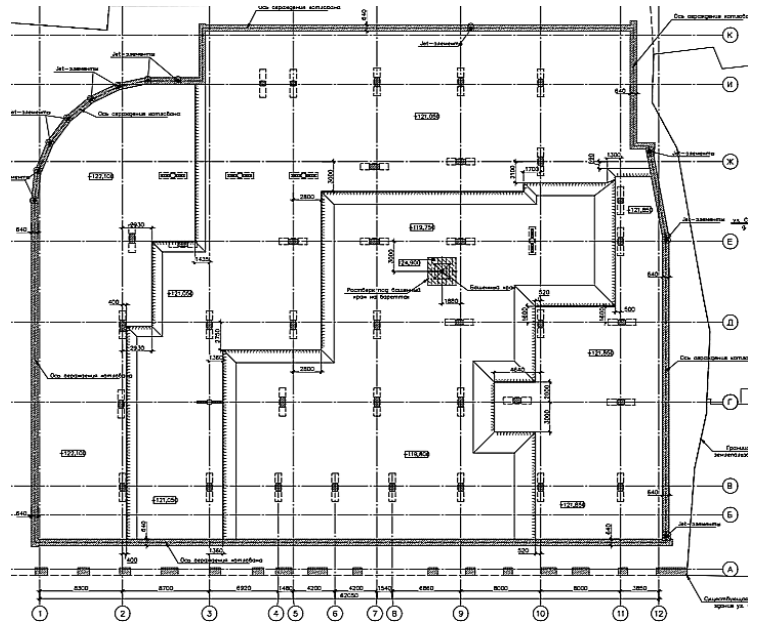


Рис. 6. Этапы устройства ограждающей конструкции, свай-баретт и экскавации котлована



Фото 2. Устройство траншейной стены ограждения подземной части методом «стена в грунте»

ем в водоупор (ИГЭ-10) не менее чем на 1 м. Устройство замыкающих грунтобетонных элементов, выполняемых по технологии струйной цементации грунта (Jet-1), между криволинейными захватками с заведением до отметки кровли скального грунта (ИГЭ-8).

**Этап 4.** Устройство баретт (2800х640 мм) с «сердечниками» под временные и постоянные железобетонные и стальные колонны и баретт под башенный кран по технологии «стена в грунте».

**Этап 5.** Демонтаж форшахт и железобетонной плиты рабочего уровня. Устройство фундамента башенного крана. Срубка шламового бетона верхней части ограждения котлована на высоту 500 мм. Устройство обвязочной балки и периферийной части плиты перекрытия на отметке (-0.100) по инвентарной опалубке.

**Этап 6.** Поэтапная экскавация котлована до отметки -4.550 м. Демонтаж временных колонн.

**Этап 7.** Устройство монолитной железобетонной плиты перекрытия на отметке (-4.550) по бетонной подготовке. Устройство вертикальных несущих конструкций минус первого этажа.

**Этап 8.** Устройство центральной части плиты перекрытия с технологическими проемами на отметке (-0.100). Эта конструкция позволяет вести работы по устройству надземной части здания, поскольку опирается на ранее выполненные сваи-баретты и не требует устройства фундаментной плиты на минус третьем уровне. Начало строительства надземной части здания без ограничения скорости производства работ и этажности.

**Этап 9.** Разработка грунта котлована малогабаритной техникой до отметки (-8.500). Устройство монолитной железобетонной плиты перекрытия минус второго этажа на отметке (-8.200).

**Этап 10.** Разработка грунта котлована малогабаритной техникой до отметки (-12.600) м. Срубка и оформление

оголовков баретт. Устройство дренажной системы по дну котлована. Устройство монолитной железобетонной плиты пола минус третьего этажа.

**Этап 11.** Устройство вертикальных несущих конструкций минус третьего этажа.

**Этап 12.** Завершение работ по устройству монолитной железобетонной плиты минус второго этажа. Устройство пандусов и лестничных маршей. Устройство внутренней вертикальной гидроизоляции и прижимной монолитной железобетонной стенки на минус третьем этаже. Для устройства монолитной прижимной стенки в перекрытиях были предусмотрены технологические гильзы-направляющие.

**Этап 13.** Устройство вертикальных несущих конструкций минус второго этажа. Устройство внутренней вертикальной гидроизоляции и прижимной монолитной железобетонной стенки на минус втором этаже.

**Этап 14.** Ликвидация временного технологического проема в железобетонной плите на отметке (-0.100). Демонтаж временных колонн.

**Этап 15.** Демонтаж башенного крана. Демонтаж ростверка и баретт башенного крана. Устройство внутренней вертикальной гидроизоляции и прижимной монолитной железобетонной стенки на минус первом этаже. Устройство наружной вертикальной гидроизоляции стилобатной части здания и благоустройство территории (фото 3).



Фото 3. Возведен каркас и монтируется подземная часть здания

## ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ

В ходе геотехнического мониторинга выполнялись высокоточные геодезические измерения отметок установленных деформационных марок, оценивалась динамика развития вертикальных перемещений зданий и проводилась визуальная оценка их технического состояния. Динамика развития наиболее интенсивных вертикальных перемещений показана на рис. 7. Вертикальные перемещения остальных марок имеют меньшие значения. Относительная разница дополнительных осадок фундаментов существующих зданий также не превысила предельно допустимого уровня.

О стабилизации осадок зданий окружающей застройки можно судить по изменению скорости их развития, а она имеет явную тенденцию к снижению. Это можно хорошо

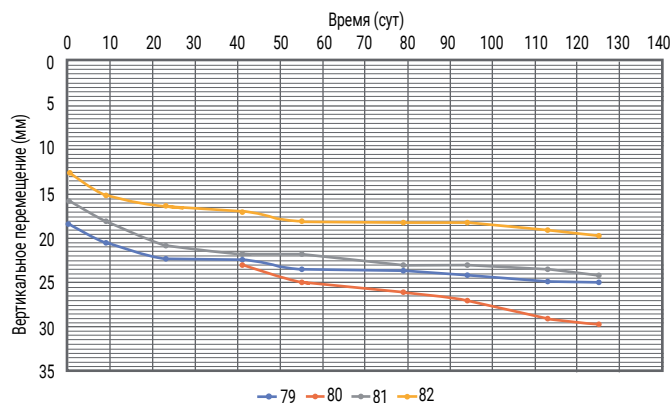


Рис. 7. Динамика развития вертикальных перемещений деформационных марок

проследить на графике, построенном по данным наблюдений. Если в начальный период наблюдения она составляла 0,1-0,15 мм/сут, то через 90 сут — 0,03-0,45 мм/сут, то есть снизилась в 2,5-3 раза. Такое снижение скорости развития абсолютной величины вертикальных перемещений свидетельствует о процессе их стабилизации.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

**Выбор метода Up-down при устройстве здания в стесненных городских условиях оказался полностью оправданным. Использованные при его реализации технологии позволили выполнить работы в установленные сроки и с качеством, обеспечивающим механическую безопасность как строящегося объекта, так и окружающей застройки. Производство работ хотя и является технически сложным, но при надлежащем уровне мониторинга позволяет оптимизировать сроки их проведения. Полученный опыт может быть в дальнейшем использован при проектировании и строительстве объектов такого уровня сложности. ■**



[www.new-ground.ru](http://www.new-ground.ru)  
[info@new-ground.ru](mailto:info@new-ground.ru)

### Литература

1. Абелев М.Ю. Особенности технологии проведения работ по устройству фундаментов: Учеб. пособие / М.Ю. Абелев, Б.М. Красновский. — М.: Б. и., 1980. — 45 с.
2. Абелев М.Ю. Деформации сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. М.: ЦМИПКС при МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1982. — 290 с.
3. Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях / [М.Ю. Абелев, В.А. Ильичев, С.Б. Ухов и др.]; Под ред. М.Ю. Абелева. — М.: Стройиздат, 1986. — 104 с.
4. Абелев М.Ю., Чунюк Д.Ю., Бровко Е.И. Выправление кренов высотных промышленных и гражданских зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2016, №11. — С.54-59.
5. Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2005, №9. — С. 80-99.
6. Конохов Д.С. Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения. М.: Архитектура, 2005. — 298 с.
7. Chang-Yu Ou. Deep Excavations. Theory and Practice. — London: Taylor & Francis, 2006. — 532 p.
8. Щерба В.Г., Абелев К.М., Храмов Д.В., Сагалаков Г.В., Бахронов Р.Р. Особенности обеспечения объектов строительства монолитных многоэтажных зданий в стесненных городских условиях. //Вестник МГСУ. 2008, №3. — С.146-149.
9. Юркевич П.Б. Возведение монолитных железобетонных перекрытий при полужакрытом способе строительства подземных сооружений //Подземное пространство мира. 2002, №1. — С. 13–22.
10. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting. Procedia Engineering. 2016. Vol. 165: 15th Intern. sci. conf. Underground Urbanisation as a Prerequisite for Sustainable Development 12-15 Sept. 2016, St. Petersburg, Russia. — P. 504-509.
11. Маковецкий О.А. Зув С.С. Опыт проведения испытаний баретты большой длины в условиях плотной городской застройки. // Жилищное строительство. 2018, №9. — С.13-18.

# ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ ТОННЕЛЬНЫХ ОБДЕЛОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КОМПОЗИТОВ

**В. Е. РУСАНОВ,**  
заместитель генерального директора ООО «НИЦ Тоннельной ассоциации»

*СОКРАЩЕНИЕ СРОКОВ И СТОИМОСТИ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ, ПОВЫШЕНИЕ  
ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ СООРУЖАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ – ПРИОРИТЕТЫ  
РАЗВИТИЯ ОТРАСЛИ ОСВОЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА, ТРАНСПОРТНОГО ТОННЕЛЕСТРОЕНИЯ  
И МЕТРОСТРОЕНИЯ. ОДИН ИЗ ЭФФЕКТИВНЫХ И АПРОБИРОВАННЫХ ПУТЕЙ РЕШЕНИЯ НАЗВАННЫХ ЗАДАЧ –  
ПРИМЕНЕНИЕ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ.*

## МОСКОВСКИЕ ЗАДАЧИ И МИРОВОЕ РЕШЕНИЕ

В настоящее время протяженность линий метрополитена в российской столице составляет около 330 км. По прогнозам Института Генплана Москвы, для обеспечения комфортного перемещения ежегодно растущего пассажиропотока их общая протяженность к 2035 году должна составить 650-700 км.

Директивная стоимость строительства 1 км тоннелей метрополитена в двухпутном исчислении составляет ориентировочно 4 млрд рублей. Фактически же, включая все сопутствующие затраты, она достигает 5 млрд для открытого способа работ и 6,5 млрд – для закрытого.

В общей стоимости тоннельного сооружения стоимость несущих конструкций составляет около 35%, а ограждающих конструкций – может превышать 40%. В связи с этим актуальным является вопрос о сокращении подобных затрат при условии обеспечения качества, конструктивной надежности, соблюдения

эксплуатационных требований, долговечности сооружений.

Один из эффективных и апробированных путей решения проблемы – применение композитных материалов в конструкциях, которые могут быть выполнены либо из одного композита, либо в их комбинации (комбинированные многослойные конструкции).

В данном случае это: фибробетон (ФБ) и фибронабрызгбетон (ФНБ) на основе различных видов фибр – металлических и неметаллических; многослойные тоннельные обделки из ФБ или ФНБ с применением напыляемой гидроизоляционной мембраны с двухсторонней адгезией; комбинации набрызгбетона, фибронабрызгбетона, монолитного фибробетона с обычными железобетонными конструкциями, железобетонных конструкций с напыляемыми полимерными покрытиями.

Мировая практика показывает положительный опыт применения сборных тоннельных обделок из фибробетона, сооружаемых щитовым способом. Таким образом в разных странах построено около 40 транспортных тоннелей в составе метро, железных и автомобильных дорог.

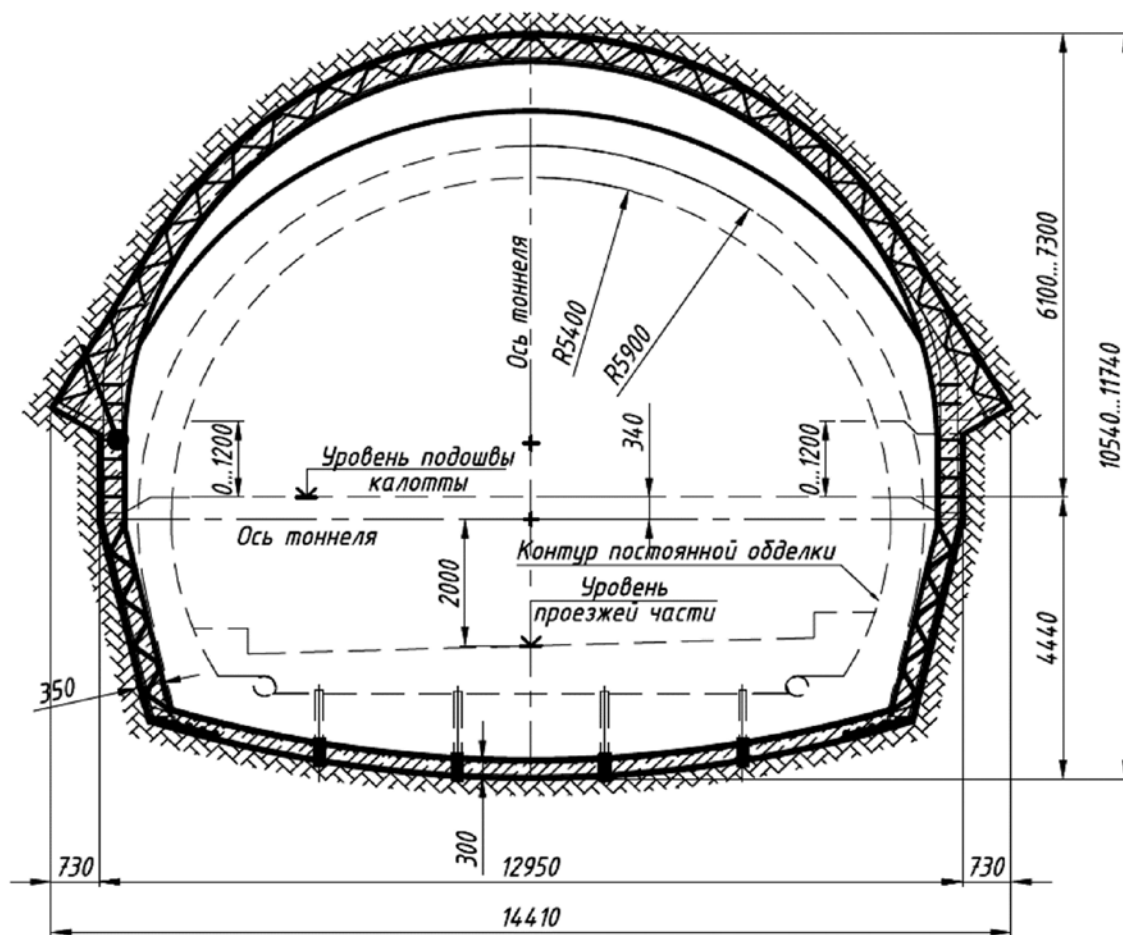


Рис. 1. Пример сечения первичной ФНБ-обделки горного тоннеля

## ИЗВЕСТНЫЕ ПРЕИМУЩЕСТВА

Использование сборной обделки из ФБ вместо сборной железобетонной позволяет снизить материальные затраты на ее изготовление до 20%, сократить время производства конструкций в заводских условиях примерно на 65% за счет исключения ряда технологических операций, связанных с применением арматурных стержней.

Преимущества ФБ и ФЖБ перед ЖБ при щитовом способе таковы: снижение трудозатрат на изготовление сборных блоков, учитывая значительное сокращение арматурных работ; уменьшение количества дефектов в блоках благодаря их объемному армированию и отсутствию неармированных областей бетона (в железобетонных конструкциях всегда присутствует защитный слой, подверженный сколам при транспортировке, хранении и монтаже); повышенная прочность к механическим воздействиям (удару) и трещинообразованию при воздействии щитовых домкратов.

Таким образом, высокая технико-экономическая эффективность фибробетонных конструкций, в том числе, с комбинированным армированием, по сравнению с железобетонными достигается вследствие уменьшения трудоемкости и материалоемкости, повышения долговечности и увеличения межремонтного ресурса, а также исключения недостатков, присущих стержневому армированию.

**ПРЕИМУЩЕСТВА ФБ И ФЖБ ПЕРЕД ЖБ ПРИ ЩИТОВОМ СПОСОБЕ ТАКОВЫ: СНИЖЕНИЕ ТРУДОЗАТРАТ НА ИЗГОТОВЛЕНИЕ СБОРНЫХ БЛОКОВ, УЧИТЫВАЯ ЗНАЧИТЕЛЬНОЕ СОКРАЩЕНИЕ АРМАТУРНЫХ РАБОТ; УМЕНЬШЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА ДЕФЕКТОВ В БЛОКАХ БЛАГОДАря ИХ ОБЪЕМНОМУ АРМИРОВАНИЮ И ОТСУТСТВИЮ НЕАРМИРОВАННЫХ ОБЛАСТЕЙ БЕТОНА; ПОВЫШЕННАЯ ПРОЧНОСТЬ К МЕХАНИЧЕСКИМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ И ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЮ.**

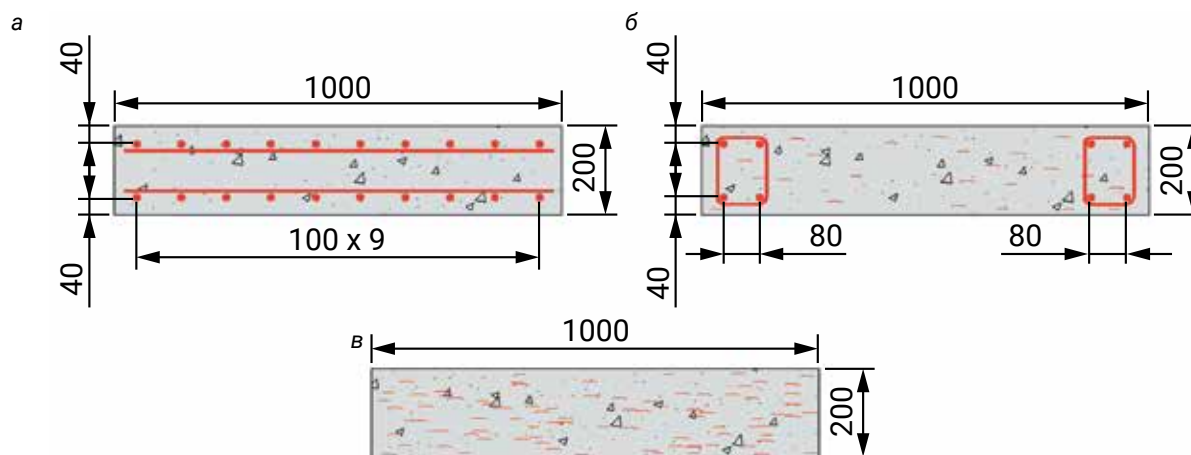


Рис. 2. Варианты армирования блоков: а) ЖБ; б) ФЖБ; в) ФБ

ФНБ нашли свое применение в основном при горном способе работ, прежде всего, для устройства первичной обделки, проектируемой по нормам временного крепления (рис. 1). Цель использования фибры — уменьшение диаметра стержней арматурных арок и исключение технологического этапа установки стальных сеток, что повышает производительность проходки (сокращает время проходческого цикла) до 25%. Преимущества ФНБ перед набрызгбетоном: улучшение адгезии вновь наносимых слоев на ранее нанесенные; повышенная водонепроницаемость и морозостойкость; повышенная огнестойкость; объемное армирование крепи.

### ОЦЕНКА ПОТЕНЦИАЛЬНОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ

При оценке себестоимости и времени изготовления сборных блоков обделок тоннелей необходимо учитывать основные влияющие факторы: технологиче-

скую последовательность, подготовительные работы на участке арматурных работ и работ по формовке изделия, трудозатраты на изготовление арматурных каркасов и установку их в металлоформы, эксплуатационные затраты (в частности, на ремонт).

При горном способе основными технологическими факторами являются: подготовительные работы для выполнения армирования в пределах очередной захватки бетонирования, укрупнительная сборка арматурных каркасов, установка и фиксация арматурных элементов, работы, связанные с восстановлением гидроизоляционной мембраны (при ее повреждении арматурными стержнями), сварка арматурных стержней.

Оценка себестоимости и скорости проходческого цикла при проходке горным способом с применением фибронабрызгбетона должна выполняться с учетом следующих основных влияющих технологических факторов: подготовительные работы для выполнения армирования в пределах очередной заходки, укрупнительная сборка арматурных арок временной крепи, установка в межарочное пространство металлической сетки с ее фиксацией к породе.

При применении напыляемых гидроизоляционных мембран с двухсторонней адгезией материалоемкость (толщина слоев), скорость сооружения и несущая способность многослойных обделок должна оцениваться с учетом перераспределения горного давления между слоями конструкции обделки, совместной работы слоев обделки за счет двухсторонней адгезии напыляемой гидроизоляции, возможного уменьшения толщины первичной и вторичной обделки по результатам расчетного обоснования, производительности устройства напыляемой гидроизоляции.

**ПРИ ПРИМЕНЕНИИ КОМБИНИРОВАННОГО АРМИРОВАНИЯ ЭФФЕКТ В СНИЖЕНИИ СЕБЕСТОИМОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ СОСТАВИЛ 12%, ПРИ ПРИМЕНЕНИИ ТОЛЬКО ФИБРОВОГО АРМИРОВАНИЯ — 19%. К ПОКАЗАТЕЛЮ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ СЛЕДУЕТ ТАКЖЕ ОТНЕСТИ ВРЕМЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ БЛОКОВ.**



Таблица 1.  
Стоимость блоков и показатели экономической эффективности

Тип	Себестоимость			Экономическая эффективность		
	руб.	%	%	на 1 блок, руб.	на 1 м <sup>3</sup> , руб.	на 1 км тоннеля, тыс. руб.
ЖБ	36626,8	100	0	—	—	—
ФЖБ	32061,4	88	12	4565,4	10870,0	36198,0
ФБ	29604,8	81	19	7022,1	16719,2	55676,4

## РЕЗУЛЬТАТЫ СРАВНЕНИЯ

На примере сборной высокоточной водонепроницаемой тоннельной обделки можно показать особенности оценки эффективности применения конструкций из фибробетона. В качестве критерия эффективности рассмотрена только стоимость изготовления блоков.

Для возможности сравнительного анализа образования стоимости и трудозатрат на изготовление рассматривалось три варианта армирования блока с одинаковой несущей способностью, по критериям прочности и трещиностойкости (рис. 2):

а) обделка из ЖБ-блоков (без фибры) — арматура А400, 20 стержней Ø10 мм;

б) с комбинированным армированием блоков — арматура А400, 8 стержней Ø10 мм + 30 кг/м<sup>3</sup> стальной проволоочной фибры;

в) с армированием блоков только фиброй — 60 кг/м<sup>3</sup> стальной проволоочной фибры.

Результаты расчета стоимости блоков в условных ценах (2010 год) приведены в табл. 1.

Как показали результаты сравнения формирования себестоимости производства блока в заводских условиях, экономическая эффективность применения фибрового армирования достигается за счет снижения трудозатрат на арматурные каркасы, процесс изготовления которых включает в себя следующие операции: протяжку арматуры, рубку арматуры на заготовку, прокатку заготовки, сборку плоских сеток на точке, сборку объемных каркасов. При применении комбинированного армирования эффект в снижении себестоимости изготовления конструкции составил 12%, при применении только фибрового армирования — 19%.

К показателю экономической эффективности следует также отнести время изготовления блоков, которое уменьшается приблизительно на 65 мин при использовании варианта армирования только фиброй, что связано с отсутствием таких технологических операций при формовке, как: перемещение каркасов с арматурного пролета к месту формовки; установка каркасов в металлоформы; установка фиксаторов защитного слоя. ■



# ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ

## ПРИ ВЫВОДЕ ТПМК С ТРАССЫ ТОННЕЛЯ В ДЕМОНТАЖНЫЙ КОТЛОВАН

А. А. ДОЛЕВ,  
к. т. н., главный специалист АО «Мосинжпроект»

*ПРИ ВВОДЕ ТПМК В КОТЛОВАН НЕОБХОДИМО ОБЕСПЕЧИТЬ БЕЗОПАСНОСТЬ ЛЮДЕЙ И СОХРАННОСТЬ КОТЛОВАНА, ПОЗИЦИОНИРОВАНИЕ МАШИНЫ ВДОЛЬ ОСИ ТОННЕЛЯ В ПРИЕМНОЙ ЗОНЕ. ЭТО ДОСТИГАЕТСЯ ЗА СЧЕТ РЕАЛИЗАЦИИ СПЕЦИАЛЬНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ: НАРУЖНЫЙ ИЛИ ВНУТРЕННИЙ «ПРИГРУЗ», ПРЕДКАМЕРА, ВВОД ДО РАЗРАБОТКИ, ИНВЕНТАРНАЯ МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ КАМЕРА И Т. Д., ЧТО ОБЕСПЕЧИВАЕТ ТРЕБУЕМУЮ НАДЕЖНОСТЬ ВВОДА В ОПТИМАЛЬНЫЕ СРОКИ*

### ВВЕДЕНИЕ

Как известно, строительство тоннелей метрополитена в настоящее время осуществляется тоннелепроходческими механизированными комплексами (ТПМК). Их вывод с трассы в существующий приемный (демонтажный) котлован, несмотря на кажущуюся простоту, имеет несколько нюансов, недооценка которых чревата аварийными ситуациями с затоплением водогрунтовой массой.

Водопонижение позволит исключить прорыв воды через щель между тоннельной обделкой и проемом в ограждении котлована, прорезанным рабочим органом ТПМК. Ограничением в применении метода, однако, является вид грунта — мелкие глинистые пески, способные к проявлению «плывуновых» свойств, почти не поддаются осушению.

При врезке ТПМК, путем отталкивания гидроцилиндрами от уложенной тоннельной обделки, через ротор оказывает значительное усилие при давлении на ограждающую конструкцию котлована. Само ограждение рассчитывается, как правило, только на нагрузку от грун-



Рис. 1. Аварийный выход водогрунтовой массы в котлован

та, грунтовой воды и оборудования на бровке котлована и не учитывает дополнительную нагрузку. Также необходимо обеспечить стабильное положение ТПМК по оси линии трассы без возможности смещения, т. е. нарастание встреченной прочности должно быть постепенное.

Для того чтобы обеспечить прочность и устойчивость ограждения, сделать вывод ТПМК в котлован прогнозируемым, в практике метростроения используют «пригрузки» в тех условиях, в которых применение водопонижения неэффективно. Размеры пригрузки зависят от размеров ТПМК. В основном считается, что длина пригрузки должна быть не менее длины щита и еще двух колец.

### БЕТОННЫЙ МАССИВ

Одним из самых распространенных типов пригрузки является бетонный массив (обязательно без армирования) невысокой прочности, выполненный с внешней стороны ограждающей конструкции, вплотную к ней, в месте вывода ТПМК с трассы тоннеля. Бетонный массив выполняется с дневной поверхности земли.

Используется один тип оборудования для возведения стен ограждения котлована и устройства пригруза, поэтому возможно совмещение работ по устройству пригруза и строительства котлована.

Устройство бетонных массивов обычно выполняется по технологии буронасасательных свай или траншейной «стены в грунте» путем устройства нескольких параллельных соприкасающихся участков. Достоинством этого способа является широкий диапазон грунтовых условий, возможность близости существующих зданий (сооружений и коммуникаций), обеспечение прочности ограждения котлована и надежность в позиционировании ТПМК. Недостатком же, кроме отсутствия сооружений и коммуникаций в зоне работ, является избыточная материалоемкость создаваемой конструкции пригруза, а также то, что при заложении тоннеля в водонасыщенных грунтах не обеспечивается безопасность процесса вывода ТПМК без проведения противофильтрационных мероприятий.

## СТРУЙНАЯ ЦЕМЕНТАЦИЯ

В условиях преимущественно дисперсных несвязных грунтов без скальных включений массив можно устраивать по технологии струйной цементации. При этом возможно огибать существующие коммуникации. Струйная цементация (преимущественно jet-2) обеспечивает высокую производительность (в том числе вследствие возможности размещения значительного количества станков одновременно), возможность выполнения работ в стесненных условиях, создания конструкций необходимых конфигураций и заданных размеров, использования малогабаритного оборудования, совмещения функций пригруза и противофильтрационной защиты при выполнении работ в водонасыщенных грунтах, а также возможность совмещения работ по устройству пригруза со строительством котлована. Недостатком является то, что в практике московского метростроительства в водонасыщенных грунтах дополнительно требуется водопонижение и/или другие мероприятия (пропиточная цементация, силикатизация и т. д.), использование специального оборудования. Созданный по этой технологии массив также обеспечивает прочность ограждения котлована и позиционирование ТПМК в приемной зоне.

## ПРИГРУЗ ВНУТРИ КОТЛОВАНА

При разработанном котловане и отсутствии места для внешнего пригруза целесообразно устраивать пригруз внутри котлована из временного бетонного монолитно-

**ДЛЯ ТОГО ЧТОБЫ ОБЕСПЕЧИТЬ ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ОГРАЖДЕНИЯ, СДЕЛАТЬ ВЫВОД ТПМК В КОТЛОВАН ПРОГНОЗИРУЕМЫМ, В ПРАКТИКЕ МЕТРОСТРОЕНИЯ ИС-ПОЛЬЗУЮТ «ПРИГРУЗЫ» В ТЕХ УСЛОВИЯХ, В КОТОРЫХ ПРИМЕНЕНИЕ ВОДОПониЖЕНИЯ НЕЭФФЕКТИВНО.**

го массива низкой прочности. Этот способ применяется при наличии водонасыщенных грунтов за ограждением, позволяет совмещать функции пригруза и противофильтрационной защиты. Метод отличается простотой конструкции и возможностью использования для его возведения общестроительного оборудования. Недостатком же является увеличение размера зоны демонтажных работ в котловане, необходимость монтажа и последующей разломки временных железобетонных колец (полуколец) в границах конструкции пригруза, высокая материалоемкость конструкции, трудоемкость ее разломки, увеличение продолжительности строительства.

Разновидностью внутреннего пригруза является временная приемная камера с инертным наполнителем внутри разработанного котлована, также совмещающая функции пригруза и противофильтрационной защиты. Однако наличие такого внутреннего пригруза не исключает необходимости устройства облегченной конструкции внешнего пригруза, требуемого для осуществления позиционирования ТПМК в приемной зоне перед стеной ограждения.

Еще одним видом внутреннего пригруза является временная торцевая стена с металлическими подкосами, сооружаемая внутри готового котлована. Она используется при всех видах грунта, отличается от всех других типов простотой конструкции и малой материалоемкостью. Устраивается при помощи общестроительного оборудования, но при заложении тоннеля в водонасыщенных грунтах не обеспечивает безопасность процесса вывода ТПМК в котлован без проведения противофильтрационных мероприятий. Также не исключает устройства облегченного внешнего пригруза для позиционирования ТПМК, хотя и обеспечивает прочность ограждения.

## УСТРОЙСТВО ПРЕДКАМЕРЫ

Судя по опыту работ в московском метростроении, одним из надежных методов вывода ТПМК с трассы в котлован является устройство предкамеры (форкамеры).

## практика применения

Способ заключается в создании П-образной конструкции, подобной ограждению котлована, перед местом врезки комплекса. Данная конструкция выполняется или из неармированных малопрочных буросекущихся свай, или из соответствующей «стены в грунте», смотря по способу возведения ограждающей конструкции основного котлована. При этом наличие водоупорного слоя в основании П-образной стены целесообразно, но не обязательно. В случае ее отсутствия в форкамере выполняется стандартное водопонижение. Основное назначение этой конструкции – противодиффузионная завеса.

Достоинством способа является возможность выполнения работ во всем диапазоне грунтовых условий и вблизи существующих зданий и коммуникаций, использование одного типа оборудования для возведения стен ограждения котлована и устройства П-образной конструкции, совмещение работ по устройству периметральной стены со строительством котлована. Основной недостаток – необходимость наличия или организации значительной по размерам зоны работ, свободной от инженерных коммуникаций, зданий и сооружений, дополнительные мероприятия по обеспечению прочности ограждения (например, металлические рамные подкосы).

### ПРИ ЧАСТИЧНОЙ РАЗРАБОТКЕ КОТЛОВАНА

Существует также возможность вводить ТПМК в котлован при его частичной разработке. Тогда уровень грунтовых вод уже не имеет особого значения, так как резка конструкций ограждения режущим органом будет происходить в грунтовом массиве, в котором усилия от давления комплекса и градиент напора от грунтовых вод нивелируются. После ввода ТПМК котлован разрабатывают до проектных отметок с параллельным демонтажем самого комплекса.

Достоинства данного способа очевидны: отсутствуют затраты на устройство пригруза и возможность поэтапной, ступенчатой заделки течей (при их наличии) в месте соединения тоннельной обделки и ограждающей конструкции при поэтапной разработке грунта в котловане. Недостатки: удлинение графика строительства (простой ТПМК и трудности совмещенного демонтажа и разработки грунта), высокая концентрация специализированной техники на стройплощадке (сверхтяжелый кран, экскаваторы, грейфер, самосвалы), грунтовые условия должны позволять обходиться без нижней распорной плиты на дне котлована и т. д. Возможно, именно по ограниченности годных для реализации условий и по ор-



Рис. 2. Ввод ТПМК в котлован до разработки грунта, последующая откопка ТПМК и разборка тоннеля

ганизационно-технологическим причинам такой способ не получил распространения в практике метростроения.

### ВЫВОД ЧЕРЕЗ ИНВЕНТАРНУЮ КАМЕРУ

Еще одним возможным способом вывода ТПМК в уже разработанный котлован при уровне грунтовых вод выше его дна является вывод через инвентарную металлическую разборную, полностью герметическую камеру, диаметр которой превышает диаметр ротора ТПМК, и оснащенную ниппельным узлом. После прохода ротора через ниппельное устройство оно включается в работу и блокирует поступление воды в котлован. Герметичность узла сопряжения тоннельной обделки и ограждения обеспечивается твердением тампонажного состава при проходческих работах. В этом случае также отпадает необходимость устраивать пригруз.

После полного выхода ТПМК камера по сегментам разбирается для повторного использования. При форс-мажорных обстоятельствах возможна дополнительная гидроизоляция этого узла инъекцией спецсоставов через специально пробуренные инъекционные скважины, бурение возможно как из тоннеля, так и из котлована. Предложенный способ описан в зарубежной литературе (N.D. Valle, P.G. de Haro, I.S. Gaton. TBM shield machines break in and break out) и отличается надежностью, быстротой реализации и низкой себестоимостью вследствие применения сборных металлоконструкций, оборачиваемость которых может достигать 10 раз и более. Для обеспечения прочности ограждения котлована устраиваются металлические рамные подкосы.



Рис. 3. Ввод ТПМК в котлован через инвентарную металлическую камеру с ниппельным кольцом

## ВЫВОД

Таким образом, к настоящему времени сложилась применительная практика решений по выводу ТПМК в демонтажный котлован, отвечающая требуемым инженерно-геологическим и организационно-технологическим условиям, что облегчает выбор способа для достижения наибольшей надежности и кратчайших сроков реализации проекта. В условиях московского метростроения наиболее надежным оказался метод предкамеры (форкамеры). Однако возможно внедрение еще более экономичных и надежных решений в еще более короткие сроки производства работ. ■

# 9-10 СЕНТЯБРЯ / 2020

## II МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

# «СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ: ТЕНДЕНЦИИ, ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ»

Организатор конференции



МЕЖДУНАРОДНАЯ АССОЦИАЦИЯ  
ФУНДАМЕНТОСТРОИТЕЛЕЙ

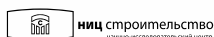
Генеральный спонсор



Спонсор



Генеральные информационные партнеры



Место проведения:

МОСКВА

МВЦ «Крокус Экспо», отель «Аквариум»

в рамках выставки

«Bauma CTT RUSSIA 2020»

[www.fc-union.com](http://www.fc-union.com), [info@fc-union.com](mailto:info@fc-union.com)

тел.: +7 (495) 66-55-014, моб.: +7 916 36-857-36