



# МЕТРОСТРОЙ

8

1974



ИНФОРМАЦИОННЫЙ  
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ  
СБОРНИК

№ 8  
«МЕТРОСТРОЙ»  
1974 г.

Издание  
Московского  
метростроя  
и издательства  
«Московская правда»

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ:

Е. Д. РЕЗНИЧЕНКО [редактор], А. С. БАКУЛИН, Г. А. БРАТЧУН, П. А. ВАСЮКОВ, С. Н. ВЛАСОВ, Б. П. ВОРОНОВ, А. Ф. ДЕНИЩЕНКО, В. М. КАПУСТИН, Ю. А. КОШЕЛЕВ, А. С. ЛУГОВЦОВ, В. Л. МАКОВСКИЙ, Б. П. ПАЧУЛИЯ, С. А. ПОНОМАРЕНКО, В. И. РАЗМЕРОВ, П. А. РУСАКОВ, А. И. СЕМЕНОВ, В. В. ЯКОБС, И. М. ЯКОБСОН

Издательство «Московская правда»

Адрес редакции:  
ул. Куйбышева, д. 3, комн. 11,  
тел. 228-16-71.

Технический редактор А. Мишевский.

Л 121506 Сдано в набор 4/XI—74 г.

Подписано к печати 13/XI—74 г.

Объем 4 п. л.

Тир. 4000

Бумага тифдручная 60×90<sup>1</sup>/<sub>8</sub>.

Зак. 3983

Цена 30 коп.

Типография изд-ва «Московская правда»

## В НОМЕРЕ:

- В. Простаков. Трудовая победа тоннелестроителей . . . . . 1
- В. Ефимова. Пропускная способность центрального пересадочного узла увеличена . . . . . 3
- А. Еременко, Ю. Батиенко, Ю. Сушкевич. Тоннель под действующей линией метро . . . . . 5
- Л. Очеретянский. Сооружение пешеходного перехода методом продавливания . . . . . 7
- В. Якобс. О снижении трудовых затрат на возведение притоннельных сооружений . . . . . 9
- М. Каган. Техничко-экономическое обоснование потребности цемента . . . . . 11
- Э. Малоян, П. Васюков. Анкерное крепление ограждающих стен котлованов . . . . . 12
- Ю. Кондюрин. Давление грунта на головную часть щита при откосном креплении забоя . . . . . 14
- Г. Кикнадзе, П. Бочикашвили. Односводчатая станция глубокого заложения в Тбилиси . . . . . 15
- В. Кириллов, С. Петров, Е. Моисеев. Увеличение скорости поездов на кривых участках пути . . . . . 16
- В. Хрипко. Монтаж клееболтового стыка в пути . . . . . 17
- Н. Сидоров. Электронные часы . . . . . 18
- Г. Болоненков. Метрополитены в городах различной величины . . . . . 19
- А. Богородецкий, О. Тананайко. Статический расчет на ЭЦВМ пространственных конструкций с использованием стержневой модели . . . . . 23
- А. Огульник. Применение метода конечных элементов для расчета подземных конструкций . . . . . 24
- В. Пикуль. О горных железнодорожных тоннелях большой протяженности . . . . . 26
- О. Лукинский. «Полимеры-74» — строительству . . . . . 29
- Перечень статей, опубликованных в сборнике «Метрострой» в 1974 году . . . . . 30

На первой полосе обложки: Проект станции «Пушкинская» (ЖКД).  
Авторы — Ю. Вдовин и Р. Баженов, конструктор Е. Барский

# ТРУДОВАЯ ПОБЕДА ТОННЕЛЕСТРОИТЕЛЕЙ

## БОЛЬШОЙ СТАВРОПОЛЬСКИЙ КАНАЛ — ВСЕСОЮЗНАЯ СТРОЙКА 9-й ПЯТИЛЕТКИ

В. ПРОСТАКОВ, инженер

На 14 месяцев раньше срока, в канун 57-й годовщины Великого Октября, завершено сооружение второй очереди Большого Ставропольского канала.

Не будет преувеличением сказать, что Ставропольский канал строил весь край, вся страна: метростроевцы Москвы и монтажники Волгограда, механизаторы Украины и Молдавии, строители других республик, краев и областей.

Сквозь Крымгиреевские высоты проложено 3 тоннеля общей протяженностью около 9 километров. Коллектив СМУ-11 Главтоннельмостроя, используя высокопроизводительную технику и богатый опыт прокладки подземных магистралей, внес свой достойный вклад в осуществление намеченной партией программы широкого развития мелиорации земель в стране.

**СИСТЕМА** Большого Ставропольского канала предназначена для орошения 200 тыс. га и обводнения 2,6 млн. га земель наиболее засушливой зоны Ставропольского края в бассейнах рек Калаус и Кума.

Вторая очередь канала имеет протяженность 67,3 км. На пути строителей встретились крутые склоны, горы и глубокие долины. Поэтому русло канала то углубляется, то возвышается над поверх-

ностью земли. На этом участке проложены три гидротехнических тоннеля внешним диаметром 5,5 м. Конструкции тоннелей трехслойные из железобетонных или чугунных тунингов, монолитного бетона (на прессбетонном участке тоннеля № 1), железобетонной рубашки, покрытой эпоксиодно-сланцевой мастикой для улучшения коэффициента шероховатости.

Тоннель № 1 имеет длину 1925 м, № 2—6155 и № 3—907 м.

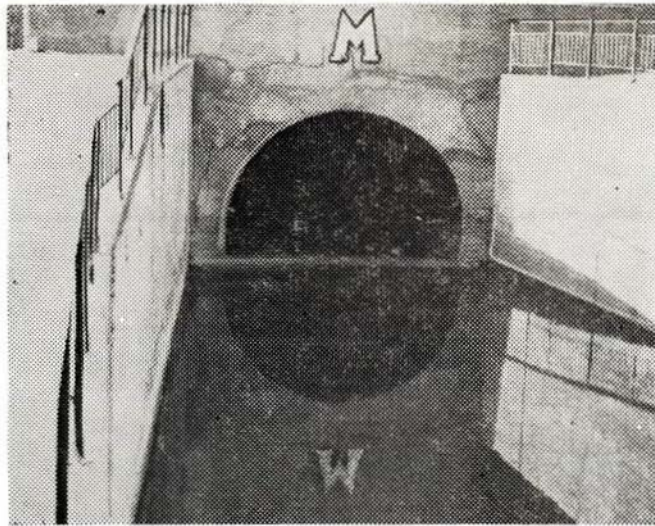
Далее вода проходит по дюкеру длиной 2,4 км. Дюкер имеет две нитки из металлических труб диаметром 4 м каждая.

В зоне канала объем земляных работ превысил 100 млн. м<sup>3</sup>, из них 53 млн.— выемка грунта и 48 млн.— насыпь и обратная засыпка. Объем сборных железобетонных конструкций составил 142 тыс. м<sup>3</sup>, монолитных бетонных и железобетонных 424 тыс. м<sup>3</sup>, металлоконструкций более 14 тыс. тонн. Уложено трубопроводов из асбестоцемента около 1000 км, из стали — 33 км. Глубина пробуренных скважин с обсадкой трубами достигла 37 км. Общие затраты на строительство системы второй очереди составили (в ценах 1969 года) около 180 млн. рублей.

Проектирование второй очереди Большого Ставропольского канала осуществлял проектно-исследовательский институт Севкавгипрводхоз, а проектирование тоннелей — Ленметрострой.

Начиная с 1970 г. СМУ-11 развернуло горнопроходческие работы на тоннеле № 2 и далее на тон-





Портал одного из тоннелей

целях №№ 1 и 3. Сооружение тоннеля № 3 завершало также СМУ-154. Монтаж горнопроходческого оборудования производило СМУ-158 Главтоннельметростроя.

Тоннель № 1 проходили с двух порталов: входного — эректором (комплексе КМ-14) с монтажом чугунной обделки в припортальной части и далее железобетонных блоков и выходного — механизированным щитом с защитным комплексом для возведения прессконкретной обделки (ТЩБ-2).

Тоннель № 2 сооружали с двух порталов: входного — механизированным щитом ЩН-1 и выходного — обычным проходческим. Максимальная скорость при проходке механизированным щитом составила 150 м и обычным — 95 м в месяц.

В целях ускорения сооружения тоннеля № 2 примерно на его середине была пройдена шахта на глубину 96 м, что позволило открыть два дополнительных забоя. Максимальная скорость проходки эректора была до 100 м в месяц.

Сбойка двух забоев — со стороны входного портала и шахты по левому крылу тоннеля длиной 1829 м произошла в апреле 1972 г., а правого крыла — 4326 м — в марте нынешнего года.

Сооружая правое крыло тоннеля № 2, строители столкнулись с большими трудностями в зоне разрыва протяженностью около километра. Инженерно-геологическая обстановка осложнилась необходимостью пересечения водоносных линз песков. В этих условиях горный эректор был заменен на проходческий щит.

В марте 1974 г. совершена сбойка двух забоев правого крыла тоннеля № 2.

Тоннель № 3 сооружен одним забоем со стороны входного портала с помощью механизированного щита ЩН-1, демонтированного на тоннеле № 2. В процессе работ, в связи с резким ухудшением геологических условий (тоннелем вскрыты пески вместо предполагавшихся глин) пришлось изменить конструкцию этого щита (изъять режущий орган, нарастить аванбек, установить рассекающие перегородки) и применить сплошное крепление забоя.

По окончании проходки тоннелей начали сооружение железобетонной облоймы-рубашки толщиной 14 см при помощи восьми комплектов сборно-разборной металлической опалубки с перестановщиками. Скорость сооружения облоймы достигала 150 м в месяц.

Нанесение эпоксидно-сланцевой мастики на внутреннюю поверхность тоннелей было максимально механизировано и осуществлено в сжатые сроки.

Рабочие и инженерно-технические работники широко развернули социалистическое соревнование за досрочное окончание сооружения тоннелей. Изодня в день перекрывая нормы, напряженно трудились передовые коллективы проходчиков, бетонщиков, изоляторов и слесарей-монтажников, возглавляемые бригадирами А. Полищуком, М. Габдурахмановым, В. Александровым, Д. Аверченко, А. Макаровым. Тоннель № 1 сдан в эксплуатацию 31 августа и через него была пропущена вода для замочки канала до тоннеля № 2; 24 октября сданы тоннели №№ 2 и 3.

1 ноября на головном сооружении второй очереди БСК состоялся митинг по случаю большой трудовой победы мелиораторов. Участники митинга направили рапорт Центральному Комитету партии, Генеральному секретарю ЦК КПСС товарищу Л. И. Брежневу о досрочном завершении строительства второй очереди Большого Ставропольского канала.

Разрезана алая лента, протянутая через головное сооружение, торжественно поднялись иллюзы, и кубанская вода устремилась в новое русло канала.

ЦК КПСС и Совет Министров СССР горячо поздравили рабочих, инженеров, техников, все коллективы организаций и предприятий, принимавших участие в строительстве Большого Ставропольского канала, с досрочным окончанием основных работ на второй очереди сооружения и пропуском по нему воды.

## ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ЦЕНТРАЛЬНОГО ПЕРЕСАДОЧНОГО УЗЛА УВЕЛИЧЕНА

В. ЕФИМОВА, главный специалист отдела трассы и геодезии  
Метротранс

**В** ОПРОСАМ реконструкции и благоустройства Москвы партия и правительство уделяют постоянное внимание. Получает дальнейшее развитие и совершенствование застройка центра столицы. В числе реконструируемых сооружений Центральный пересадочный узел метрополитена (ЦПУ) между станциями «Проспект Маркса», «Площадь Свердлова» и «Площадь Революции». В декабре коллективом СМУ-8 досрочно закончено строительство и введены в действие дополнительные пересадочные устройства ЦПУ.

Необходимость реконструкции узла обуславливалась большим пассажиропотоком. Так, в 1959 г. он составлял 770 тыс. человек в сутки (из них 313 тыс. человек пересадочных); в 1964 г. — 860,1 тыс. человек в сутки (из них 362,2 тыс. человек пересадоч-

ных); а 1973 г. — 984,7 тыс. человек (из них 441,4 тыс. человек пересадочных). В настоящее время этот пассажиропоток насчитывает около 1 млн. человек в сутки, т. е. пятую часть перевозок метрополитена.

Постоянный рост пассажирооборота ЦПУ объясняется, во-первых, непрерывным развитием сети метрополитена и, во-вторых, увеличением посадки по всем направлениям.

Кроме обслуживания пассажиров, входящих и выходящих к месту жительства, работы и культурно-бытовым учреждениям в центре, осуществляются интенсивные пересадки с Горьковско-Замоскворецкого на Арбатско-Покровский и Кировско-Фрунзенский диаметры.

Самым «узким местом» была станция «Площадь

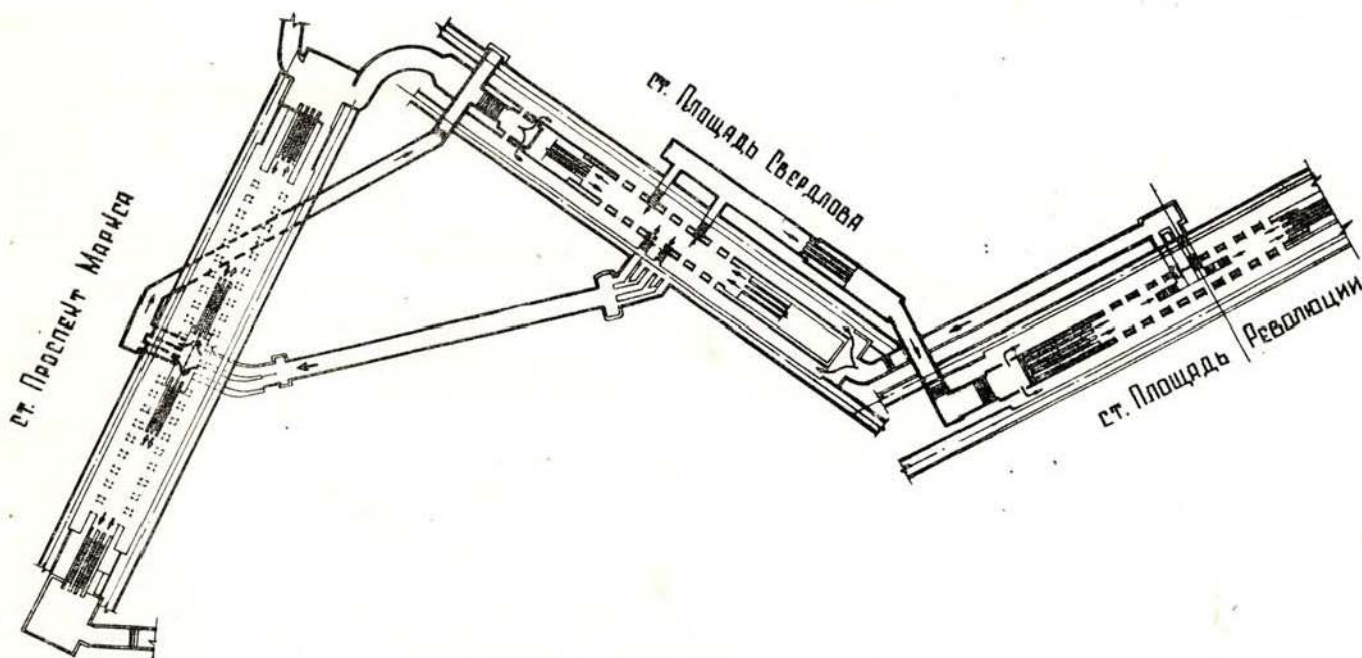


Схема центрального пересадочного узла



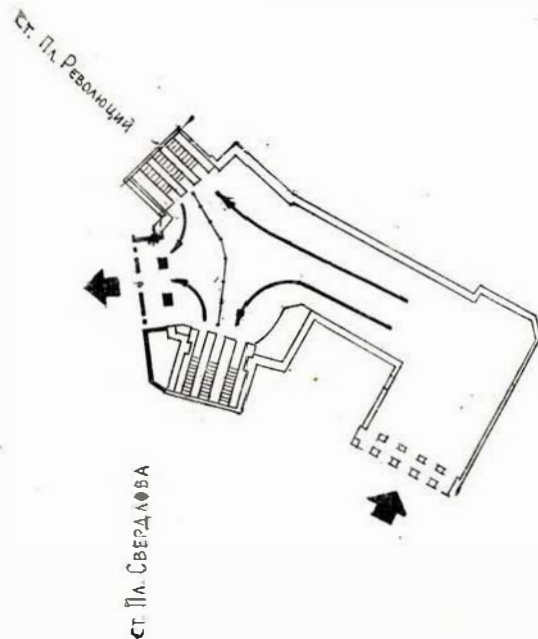
Свердлова», средний распределительный зал которой по длине составляет всего 70 м. Кроме того, три эскалатора, выходящие к вестибюлю станции «Проспект Маркса», работали только на подъем. В результате отсюда можно было попасть на станцию «Площадь Свердлова» только через станцию «Проспект Маркса» по пересадочному коридору.

Южные эскалаторы «Площади Свердлова», выходящие в объединенный вестибюль станции «Площадь Революции» в утренний час «пик» также работали только на подъем, т. е. на выход и на пересадку. Вход на станцию осуществлялся из объединенного вестибюля через «Площадь Революции» по пересадочному коридору. В вечерний час «пик» закрывался выход со станции «Проспект Маркса» в сторону «Площади Свердлова» (на Пушкинскую улицу и к Большому театру).

Перед проектировщиками стояла задача максимально упростить реконструкцию и в то же время сделать ее отвечающей всем требованиям эксплуатации, добиться создания четкой схемы движения пассажиров с минимальными пересечениями встречных потоков. Разработка Метрогипротрансом проекта реконструкции центрального пересадочного узла велась с учетом перспективного развития линий метрополитена и образования новых пересадочных узлов в центре города. Так в 1975 г. и в 1980 г. соответственно войдут в строй действующих пересадочные комплексы на станциях «Кузнецкий мост» и «Пушкинская». Это позволит частично снять нагрузку с центрального пересадочного узла и уменьшить объем пассажирооборота. Поэтому проектом предусматривалось сооружение дополнительных пересадочных устройств между станциями «Площадь Свердлова», «Площадь Революции» и «Проспект Маркса».

Для осуществления пересадки со станции «Площадь Свердлова» на станцию «Площадь Революции» в центре зала последней устроены два лестничных хода шириной 2,9 м каждый, пересадочный коридор шириной 6,4 м с тремя эскалаторами типа ЛТ-5 высотой 7,8 м, работающими на подъем, и лестницей на спуск, ведущей в торец станционной платформы.

В целях обеспечения меньшей концентрации пассажиропотока в среднем зале станции лестничные



Наземный вестибюль станции «Площадь Революции».

ходы сооружены на противоположной стороне зала и смещены против существующих (как показано на схеме).

Для пересадки с «Площади Свердлова» на «Проспект Маркса» под этой станцией (из предэскалаторного зала) проложены два хода шириной 2,7 м каждый. Сооружен пересадочный коридор шириной 4,7 м и лестница на спуск, выходящая в торец платформы станции «Площадь Свердлова».

Таким образом, пересадка на станцию «Площадь Свердлова» осуществляется через торцы боковых платформ, а пересадка со станции — из среднего зала по четырем лестничным ходам с односторонним движением в каждом коридоре. Это значительно облегчает нагрузку среднего станционного зала. Пересадочные потоки теперь полностью разделены.

Для создания больших удобств в обслуживании пассажиров реконструирован вестибюль на площади Революции, к которому пристроен блок тамбуров выхода с дополнительным карманом к эскалаторному залу. Прежний вход-выход теперь используется только на вход. Такое решение позволило четко распределить пассажиропотоки в вестибюле с минимальными затратами времени.

**ТОННЕЛЬНЫЙ** отряд № 4 Киевметростроя завершил проходку участка тоннеля служебной соединительной ветки под правым перегоном между станциями «Крещатик» и «Арсенальная» действующей линии Киевского метрополитена.

Служебная соединительная ветка (ССВ) сооружалась на большой глубине в спондиловой глине (порода III группы). В зоне возможных осадков на дневной поверхности расположены четырех-семизэтажные жилые дома.

Трасса ССВ проложена по кривой радиусом 150 м с уклоном +0.003 и пересекает ось правого пути действующей линии метрополитена под углом 22° (рис. 1). Расстояние между обделками тоннелей по высоте в точке пересечения составило 30 см (действующий тоннель сооружен в обдел-

## ТОННЕЛЬ ПОД ДЕЙСТВУЮЩЕЙ ЛИНИЕЙ МЕТРО

**А. ЕРЕМЕНКО**, главный инженер  
Тоннельного отряда № 4;  
**Ю. БАТИЕНКО**, главный маркшейдер;  
**Ю. СУШКЕВИЧ**, главный инженер  
службы тоннельных сооружений  
Киевского метрополитена

ке из чугунных тубинговых колец наружным диаметром 6 м). Строящийся тоннель в зоне пересечения с действующим сооружался в чугунной обделке диаметром 6 м. Поворот тоннеля в плане выполнялся путем установки между кольцами обделки чугунных клиновидных прокладок с углом клина 0°25'47" (тип I) и 0°34'22,5" (тип II). На 100 пог. м тоннели установлено 75 комплектов прокладок.

Проходка велась горным способом на полное сечение с монтажом колец тубингоукладчиком.

Для обеспечения проходки тоннеля ССВ с минимальными деформациями сооружений, находящихся над зоной строительства, и гарантирования бесперебойной работы метрополитена были проведены подготовительные меры:

создан необходимый запас материалов (клиновидные прокладки, тубинги, длинные болты и т. д.);

произведен профилактический ремонт механизмов и оборудования в забое;

выработаны дополнительные технические условия проходки тоннеля применительно к конкретному случаю;

согласован регламент взаимного оповещения строителей и служб метрополитена о наблюдаемых деформациях в действующем и строящемся тоннелях, а также на случай возникновения аварийной ситуации.

Чтобы уменьшить вибрационные воздействия на породу в верхней части забоя, была ограничена скорость движения поездов метрополитена до 15 км в час.

После выполнения подготовительных мероприятий приступили к сооружению участка ССВ.

Работы велись по скользящему графику комплексной сквозной бригадой проходчиков в составе 40 человек. Бригада была разбита на звенья по 8 человек в каждой смене. Разрабатывали забой отбойными молотками согласно паспорту крепления забоя (рис. 2). Паспорт предусматривал установку на металлической балке верхнего яруса сборной инвентарной арки из швеллера № 16 и № 20. На эту арку опирался передний край затяжки кровли.

Погрузка породы производилась машиной ППМ-1С, откатка осуществлялась контактным электровозом КР-7 в вагонетках емкостью 1,5 м³. В связи с большой протяженностью откатки (1,5 км), забой обслуживали два электровоза.

Первичное нагнетание производилось в 1-е кольцо от забоя песчано-цементным раствором 1:1. Для ускорения твердения добавлялся хлористый кальций (2% к весу цемента). В 5-е — 10-е кольца повторно нагнетался песчано-цементный раствор 1:3 без ускоряющих твердение добавок.

Контрольное нагнетание и ченанку швов между тубингами выполняло

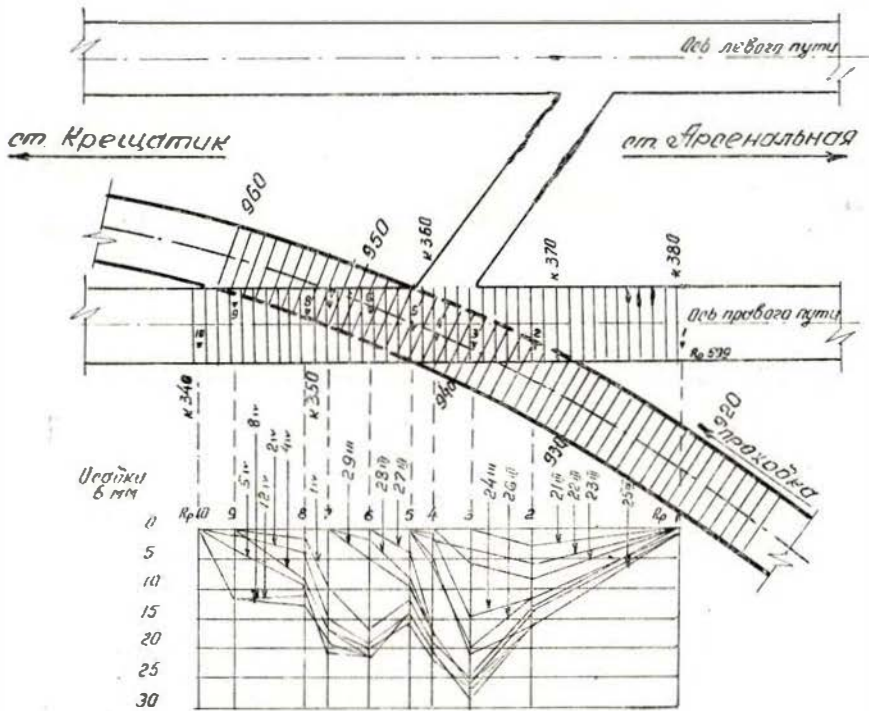


Рис. 1. Пересечение тоннелей и график осадок действующего тоннеля

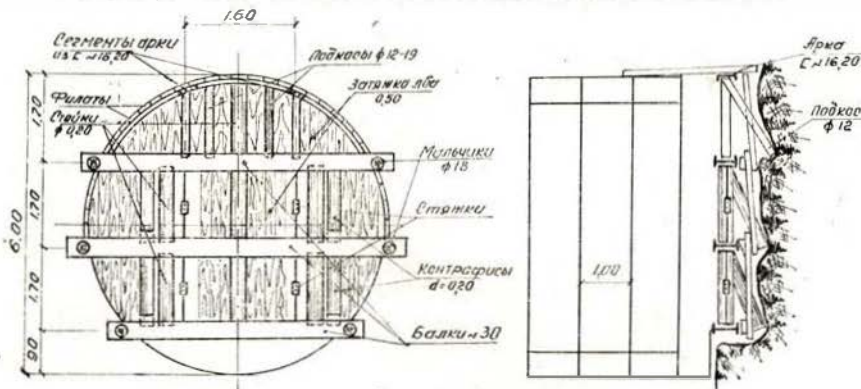


Рис. 2. Паспорт крепления лаба забоя



звено изолировщиков из двух человек, при этом отставание от забоя допущено не более 20 пог. м.

По выходе колец за блокукладчик, в очищенный и зачеканенный лоток укладывались на растворе бетонные блоки лоткового заполнения (жесткое основание под путевой бетон).

Временные откаточные пути настлались на жестком основании.

Средняя скорость проходки составляла 40 пог. м в месяц.

Для своевременного выявления деформаций сооружений, возникающих в результате подвижки пород при проходке тоннеля, и незамедлительного принятия необходимых мер, маркшейдерская служба вела наблюдения по заранее разработанной и согласованной программе.

Предполагалось, что наиболее значительные и серьезные деформации действующего тоннеля можно ожидать на участке протяженностью 32 пог. м, расположенном непосредственно над трассой ССВ. В связи с этим на указанном участке были заложены 9 осадочных реперов в путевом бетоне, а также закреплены на кольцах точки для измерения двух взаимно перпендикулярных диаметров под углом 45° к горизонту (косые диаметры).

В период проходки забоя ССВ под действующим тоннелем геомаркшейдерская группа Службы тоннельных сооружений метрополитена ежедневно наблюдала (а после проходки раз в неделю) осадочные реперы и косые диаметры. График осадок приведен на рис. 1 и в табл. 1.

В строящемся тоннеле маркшейдерской службой Кнвметростроя наблюдения за осадками сводов смонтированных колец велись ежедневно, а в месте пересечения тоннелей каждую смену.

Измерение горизонтальных диаметров проводилось сразу после монтажа кольца и после выхода его за тюбингокладчик.

На дневной поверхности в зоне возможных осадок нивелировались реперы, установленные на стенах зданий.

Результаты наблюдений показали: осадочных деформаций дневной поверхности, связанных с проходкой ССВ, в период ведения горных работ и спустя месяц не обнаружено;

в строящемся тоннеле осадки сводов смонтированных колец с момента укладки и до затухания деформаций составили от 0 до 10 мм (в среднем 5 мм). Горизонтальные диаметры колец уменьшились на 10—12 мм, за исключением кольца № 941, где эта величина составила 28 мм. Уменьшение горизонтальных диаметров явилось следствием бокового давления, вызванного пучением породы, а также конструктивной особенностью применяемого тюбингокладчика. В табл. 2 приведены наиболее характерные данные наблюдения за деформациями обделки строящегося тоннеля;

деформационные подвижки в действующем тоннеле метрополитена были, как правило, в пределах 20 мм и только в одной точке (R<sub>7</sub>3) осадки достигли 27 мм — см. табл. 1 и рис. 1

(эта точка соответствует кольцу 941 ССВ).

Косые диаметры действующих тоннелей увеличивались в направлении подходящего забоя ССВ и уменьшались в перпендикулярном. Трещины в тюбингах и срезов болтов не выявлялись.

Незначительные изменения геометрии колец и просадки путевого бетона привели к смещению положения пути в плане и профиле. Их величины нарастали постепенно по мере продвижения забоя ССВ и являлись наибольшими в зоне максимальных изменений диаметров и просадок реперов, составив соответственно в плане: правый рельс 12 мм, левый — 6 мм, и в профиле: правый рельс — 22 мм, левый — 8 мм.

Изменения геометрии пути прослеживались на участке 40 м без резких перепадов. Здесь до затухания деформаций установленная скорость движения поездов 15 км/час обеспечивала нормальную эксплуатацию без ремонтных работ. Выправка пути была произведена за 2 смены после затухания просадок.

Опыт сооружения Кнвметростроем служебной соединительной ветки, расположенной непосредственно под действующим тоннелем метрополитена, показывает, что при тщательном соблюдении всех технологических требований по разработке, креплению забоя и монтажу конструкции, проходка таких выработок возможна с минимальными просадками в пределах уругих деформаций обделки.

Таблица 1

Дата измерения	Номера колец																						
	373		368		361		359		357		352		347		341		338		334		329		
	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	2-6	4-8	
17. III. 74 г.	0	0	-1	0	-0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22. III	-7	+15	-4	+10	-3	+6	-1	0	+1	0	0	0	0	0	0	+1	0	0	0	0	0	0	0
26. III	-9	+19	-12	+20	-12	+15	-3	+5	0	+4	+1	+2	+1	0	0	+2	+1	0	0	0	0	0	0
28. III	-9	+18	-12	+19	-14	+19	-10	+7	-2	+5	+1	+2	+1	0	0	+2	+1	0	0	0	0	0	0
30. III	-9	+18	-12	+20	-14	+18	-10	+3	-5	0	0	-1	+1	0	0	+2	+1	0	0	0	0	0	0
1. IV	-9	+18	-12	+20	-14	+18	-9	+3	-2	-2	+3	-5	+2	-1	+2	+1	0	0	0	0	0	0	0
4. IV	-10	+18	-12	+21	-14	+20	-10	+3	-3	-2	+5	-8	+7	-2	+2	+2	0	0	0	0	0	0	0
9. IV	-9	+18	-12	+20	-17	+20	-8	+3	-3	-4	+6	-9	+11	-6	+15	-4	-1.5	-3	-1.2	-1	0	0	0

Примечание: косой диаметр измерялся под углом 45° к горизонту.

Таблица 2

Дата	Номера колец																	
	935		941		942		943		944		945		946		947		955	
	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола	эллиптич-ность	отм. свола
22. III. 74 г.	+23	8,830																
26. III			0	8,874														
27. III		8,821			0	8,858	+5	8,859										
28. III		8,821		8,874		8,853		8,860	0	8,857								
28. III		0,820		8,876		8,857		8,862		8,855	+15	8,856						
29. III		8,823		8,873		8,853		8,848		8,851		8,815	+5	8,865				
1. IV		8,825	-28	8,871		8,852	-5	8,848	-7	8,851	-5	8,846		8,866	+15	8,866		
4. IV		8,825		8,871		8,853		8,848		8,852	-5	8,842		8,866		8,867	+15	8,950
9. IV		8,822		8,873	-15	8,850	-5	8,850	-10	8,852	-5	8,816	-12	8,866	+12	8,866		8,913

Примечание: 1) В таблице указана эллиптичность горизонтального диаметра кольца в мм.  
2) Подчеркнутые наблюдения выполнены в момент монтажа кольца.



# СООРУЖЕНИЕ ПЕШЕХОДНОГО ПЕРЕХОДА МЕТОДОМ ПРОДАВЛИВАНИЯ

Л. ОЧЕРЕТЯНСКИЙ, начальник участка СМУ-7

СООРУЖЕН пешеходный переход, соединивший подземный вестибюль станции «Беговая» Краснопресненского радиуса с одноименной платформой Смоленского направления Московской железной дороги, с выходом на Хорошевское шоссе.

Переход имеет два тоннеля с чугунной обделкой под обгонными путями и один — с железобетонной под магистральными путями.

До начала горнопроходческих работ, проводившихся СМУ-7 Мосметростроя, по обеим сторонам железнодорожных путей платформы Беговая, были выполнены планировка строительных площадок, устройство временных подъездных путей, монтаж эстакады с тельфером ТВ-3 грузоподъемностью 3 т, устройство полигона для изготовления железобетонных секций и др. После этого приступили к сооружению тоннелей пешеходного перехода методом продавливания. Горнопроходческие работы вели в 2 этапа: на первом — под железнодорожными путями, на втором — под магистральными (рис. 1).

трублнт», а также восьми прокладок весом 1,5 т. Их соединили с ножевым кольцом.

Сооружали тоннель следующим образом. Ножевое кольцо в забое, жестко соединенное с первым чугунным кольцом, внедряли установкой при давлении в щитовых домкратах 110—140 ат на длину (ширину кольца) 1 м. Усилие, развиваемое домкратами, обычно не превышало 1000 т.

Во время продавливания следили, чтобы кромки ножа щита не оголялись, а находились в породе на глубине 10—15 см и тем самым предотвращали обрушение песка в кровле и у лба забоя. Временное крепление не производили, так как при передвижении обделки песок располагался на площадках ножевой части под углом естественного откоса.

В дальнейшем песок с горизонтальных площадок поступал в лотковую часть тоннеля, а затем в вагонетку емкостью 0,4 м<sup>3</sup>. Последняя откатывалась в камеру по узкоколейному пути шн-

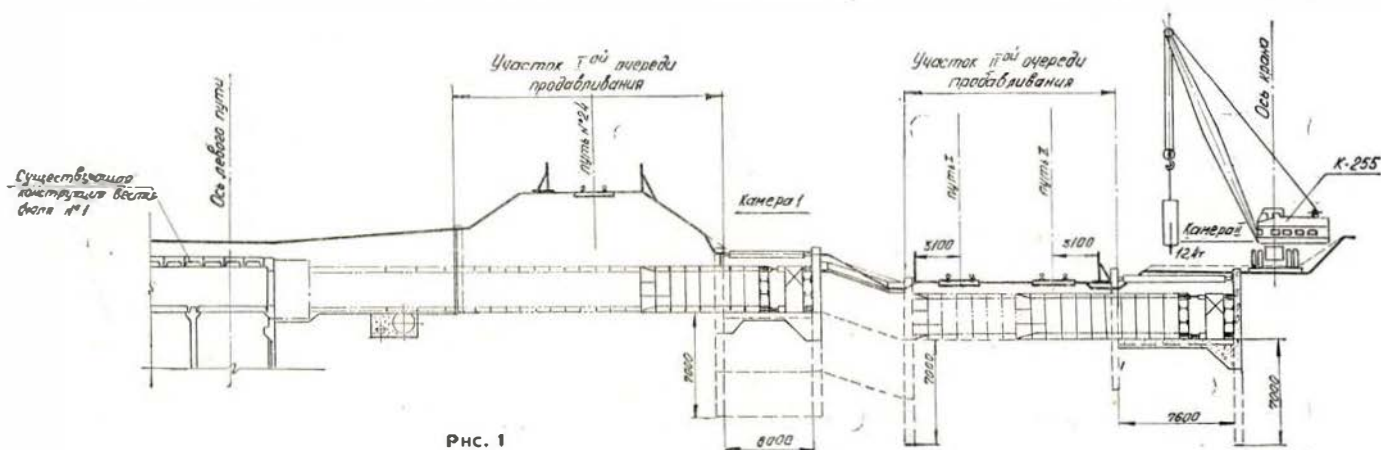


Рис. 1

Для работ 1-го этапа соорудили на небольшой глубине монтажную камеру со свайным креплением двутавровыми балками № 55.

Разработку породы — пески крупно- и среднезернистые четвертичной системы — производили экскаватором Э-652 с ковшом емкостью 0,6 м<sup>3</sup>, затем бетонировали опорную стенку и лоток камеры.

Смонтировали опорное кольцо перегонного щита диаметром 5,5 м с 19 щитовыми домкратами, ножевое кольцо, состоящее из двух горизонтальных площадок и двух вертикальных перегородок и распределительную раму из семи двутавровых балок № 55, служащую упором для продавливания чугунного кольца диаметром 4,4 м. В монтажной камере собрали первое кольцо из восьми тубингов — пяти нормальных (Н-3-Л), двух смежных (С-2-Л) и замка (К-2-Л) завода «Лен-

риной 600 мм, с помощью тельфера подавалась на поверхность и разгружалась в автосамосвалы.

По окончании продавливания, которое продолжалось 50—55 мин., щитовые гидравлические домкраты включались на «уборку». Штоки с распределительной рамой возвращались в исходное положение, освобождая место для монтажа следующего кольца обделки. И цикл работ повторялся.

Запуск тубингов в монтажную камеру и сборка чугунного кольца производились тельфером.

После сооружения тоннеля длиной 20 метров, ножевое кольцо и домкратное устройство перемещалось в камеру для строительства второго тоннеля с чугунной обделкой железнодорожным краном грузоподъемностью 125 т за 6 часов линейного времени. Использование такого крана позволило сэкономить месяц работы бригады из 10 человек.

Второй тоннель был пройден аналогичным способом на расстоянии 36 см от первого.

Сооружение пешеходного перехода вела комплексная бригада В. Майорова из 3 звеньев. Нормы выработки они выполняли на 150%. Пять человек были заняты на следующих операциях: машинист на домкратной установке; трое — в забое на погрузке, откатке породы и на монтаже тубингов, и сигнальный на поверхности по разгрузке породы и подаче тубингов в камеру.

При такой технологии и организации труда в звеньях комплексной бригады сооружение первого тоннеля было выполнено при трехсменной работе за 18 рабочих дней со средней суточной скоростью 1,1 пог. м, второго — за 16 дней со средней суточной скоростью 1,25 пог. м.

Второй этап — сооружение тоннеля с железобетонной отделкой под главными железнодорожными путями — выполняли в предоставленные железной дорогой «окна» продолжительностью в 1 час 20 мин., причем скорость движения поездов на этих участках была ограничена до 40 км/час.

Работы обоих этапов велись при постоянном техническом надзоре СМУ-7 Мосметростроя и дистанции пути Московской железной дороги.

Перед началом строительных работ второго этапа рядом с действующими железнодорожными путями изготовили экран — металлический лист толщиной 10 мм с приваренными самью двутавровыми балками № 20 длиной 12 м и шириной 6 м.

После снятия действующего верхнего строения пути и удаления балласта бульдозером установили экран над будущим пешеходным тоннелем в проектное положение с помощью железнодорожного крана грузоподъемностью 45 т. Затем на этом участке восстановили верхнее строение пути в предоставленные железной дорогой «окна» продолжительностью 4 часа (в ночное время).

Пешеходный тоннель с железобетонной отделкой сооружали также методом продавливания.

На другой стороне магистральных железнодорожных путей построили камеру размером 6×6 м с креплением трубами Д-219 мм, в которой смонтировали установку с опорным кольцом и двенадцать щитовыми домкратами, распределительную раму и ножевую часть.

Изготовление железобетонной отделки выполняли вблизи строительной площадки.

Конструкция отделки тоннеля представляет собой железобетонные секции длиной 1 м, шириной 4,1 и высотой 2,6 м; толщина стен секции 300 мм, перекрытия и лотка — 350 мм.

Гидроизоляция пешеходного тоннеля внутренняя и представляет собой металлический лист толщиной 6 мм, заанкеренный в отделку.

Первую железобетонную секцию устанавливали стреловым краном К-255 грузоподъемностью 25 т и жестко соединяли ее с ножевой частью (рис. 2).

Процесс продавливания производился в следующем порядке. Включали домкратную группу, и ножевая часть вместе с первой железобетонной секцией отделки внедрялась в забой

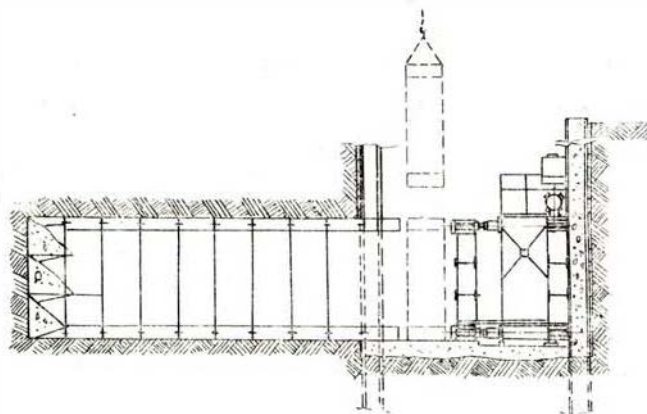


Рис. 2

при давлении в щитовых домкратах 100—110 ат с развиваемым усилием 800—1000 т.

Следует отметить, что при внедрении на глубину не менее, чем на 15 см (на что было обращено особое внимание работающих в забое), песок поступал на горизонтальные площадки ножевой части, а при дальнейшем продавливании — в лотковую часть.

После перемещения ножевой части с первой секцией на ширину последней, штоки домкратов вместе с распределительной рамой отводились в исходное положение и на освободившееся место устанавливали очередную железобетонную секцию, которая соединялась с предыдущей шпильками толщиной 42 мм. Швы их сваривались накладными металлическими полосами толщиной 6 мм и шириной 100 мм. Во время продавливания двое рабочих на поверхности подбивали балласт под шпалы верхнего строения пути.

Погрузка и откатка породы в камеру производились аналогично первому этапу.

Выдача груженных песком вагонеток на поверхность и разгрузка их в автосамосвалы производились тем же стреловым краном К-255. Далее все операции по продавливанию железобетонных секций повторялись. После окончания этих работ ножевая часть извлекалась и домкратная установка демонтировалась.

Пешеходный тоннель с железобетонной отделкой длиной 19 м построили за 18 рабочих дней со средней суточной скоростью 1,06 пог. м.

Здесь также работала комплексная бригада В. Майорова, выполняя нормы выработки на 150—160%.

В пешеходном тоннеле металлические листы отделки во избежание коррозии покрывались торкретом по сетке; устраивались лестничные сходы.

Такой метод продавливания дал возможность соорудить пешеходный переход на небольшой глубине под магистральными и обгонными путями Смоленского направления Московской железной дороги без перерыва в движении поездов, позволил сократить сроки строительства и сэкономить прокатный металл.



# О СНИЖЕНИИ ТРУДОВЫХ ЗАТРАТ НА ВОЗВЕДЕНИЕ ПРИТОННЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В. ЯКОБС, канд. техн. наук

**П**РИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ метрополитенов значительный объем работ составляет сооружение различного рода камер для размещения оборудования и устройств, обеспечивающих нормальную эксплуатацию линии. Обычно это разобщенные короткие участки тоннелей, примыкающие к основным и выполняемые из-за малых объемов и стесненных условий вручную.

Анализ нормативной трудоемкости этих сооружений показал, что при возведении притоннельных камер на перегонных тоннелях глубокого заложения затраты труда на проходку выработок составляют в среднем 29—38%, на возведение обделок — от 16 до 24%, на гидроизоляционные работы — от 20 до 26%; на участках же мелкого заложения на производство земляных работ и крепление приходится от 37 до 47%, а на возведение обделок от 27 до 35% общих трудовых затрат. При сооружении различного рода пристанционных камер затраты труда на проходку составляют от 31 до 40%, а на гидроизоляционные работы от 13 до 33%. Таким образом, наиболее трудоемкими являются проходческие работы.

Для снижения трудоемкости сооружения камер больших сечений (диаметром 8,5 м и более) целесообразно перейти от буровзрывных работ к разработке породы с применением механизированных способов их разрушения, например, при помощи встроенных в станционные тьюбингоукладчики проходческих комбайнов, выпускаемых отечественной промышленностью. В этом случае трудовые затраты на разработку и погрузку породы могут быть снижены с 3,3 до 2 чел.-ч. на 1 м<sup>2</sup> породы. Внедрение этого способа при сооружении тоннеля тягово-подъемной подстанции (СТП), протяженность которого (при блокировании подстанции с санузлом, помещением ДСП и медпунктом) составляет более 80 м, позволят снизить общие трудовые затраты на 7—8-тыс. чел.-ч. При проходке камер меньших сечений могут быть применены малогабаритные проходческие комбайны типа 2ПУ на гусеничном ходу, опытные образцы которых изготовлены Копейским заводом горнопроходческого оборудования. Министерство угольной промышленности. Испытание таких комбайнов при разработке различных пород позволит на их основе создать новые механизмы применительно к условиям метростроения.

Обделки камер в основном монтируют вручную при помощи лебедок. На возведение, например, обделки камеры дренажной перскачки затрачивается

до 600—700 чел.-ч. С целью снижения затрат труда для монтажа обделки камер малой протяженности целесообразно применять малогабаритные краны ТМК-1-1000, созданные на основе испытанной опытного образца крана КМ-1-1000. Для камер большой протяженности следует использовать опыт Ленметростроя по созданию тьюбингоукладчиков, которыми можно монтировать обделки диаметром 4—7,5 м. Такие тьюбингоукладчики пужны, например, для возведения камер съездов, учитывая, что на монтаж одной обделки лебедками затрачивается около 7000 чел.-ч, а применение универсальных тьюбингоукладчиков снижает затраты труда до 3500—3600 чел.-ч и повышает безопасность производства работ.

При возведении различного рода тоннельных конструкций из монолитного бетона (сопряжения, подходные ходки и т. п.), в основном, работы ведутся вручную. При переходе на механизированную подачу и укладку бетона при помощи пневмобетоноукладчиков ПБУ-500 трудовые затраты могут быть значительно снижены. Так, на камеру санузла вместо 2,5 тыс. чел.-ч потребуется 900—1000 чел.-ч, т. е. затраты сокращаются более чем на 50%. Целесообразно также расширить применение насосов непрерывного действия для нагнетания, успешно использованных СМУ-6 Мосметростроя при бетонировании проемов на станции.

В настоящее время для обделок ходков применяется монолитный бетон с металлоизоляцией, выполняемой на месте работ. Трудоемкость возведения этих конструкций весьма велика, например, на 1 м хода сечением 5 м<sup>2</sup> затрачивается 65 чел.-ч, а сечением 7—8 м<sup>2</sup> — 105 чел.-ч. Следует заменить такие конструкции обделок на сборные с металлической гидроизоляцией или с мастичным покрытием, наносимым в заводских условиях. При этом на месте будет выполняться лишь гидроизоляция стыков и торкретирование поверхности обделки. Опытное изготовление сборных железобетонных блоков для перегонного тоннеля диаметром 5,5 м с металлоизоляцией успешно осуществлено СМУ-7 Мосметростроя. Готовые кольца испытывались в стендовых условиях в ЦНИИСе и показали высокую водонепроницаемость и прочность. Такие блоки можно рекомендовать для различных выработок взамен монолитного бетона с металлоизоляцией на месте работ. При возведении сборной обделки ходка сечением до 5 м<sup>2</sup> затраты труда (с учетом механизации работ) могут быть снижены на 30—35 чел.-ч на 1 пог. м, а сечением 7—8 м<sup>2</sup> на 50—55 чел.-ч, т. е. примерно в 2 раза.



При возведении внутритоннельных конструкций в больших объемах используется монолитный железобетон. При сооружении камер на укладку в стесненных условиях  $1 \text{ м}^3$  железобетона затрачивается до 12 чел.-ч. Для снижения трудоемкости работ целесообразно применение сборного железобетона. Так, при сооружении тяговой подстанции, где объем монолитного железобетона составляет около  $100 \text{ м}^3$ , замена его на сборный позволит снизить трудовые затраты на 1000—1200 чел.-ч. Следует также предусмотреть применение в подземных условиях вместо кирпичных перегородок (при сооружении СТП, санузлов и т. п.) асбоцементных или других сборных перегородок.

Существенное снижение трудовых затрат может быть достигнуто в результате изменения традиционных планировочных решений линий метрополитена. Так, возведение подстанции на продолжении путевых станционных тоннелей<sup>1</sup>, на кольцевой линии Московского метрополитена значительно снизило затраты труда. Произведенные расчеты показали, что по сравнению с сооружением подстанции в отдельном тоннеле затраты труда при таком решении могут быть снижены на 13—14 тыс. чел.-ч на одно сооружение. Другим решением является размещение СТП на продолжении среднего станционного тоннеля. В этом случае один из эскалаторных тоннелей сооружается с устройством перехода через станционный тоннель (что имеется на ряде линий метрополитенов). Трудоемкость сооружения подстанции снижается на 11—12 тыс. чел.-ч.

При обычном размещении тягово-подъемной подстанции в отдельной выработке уменьшение диаметра тоннеля с 9,5 до 8,5 м (осуществленное на Кировско-Выборгской линии Ленинградского метрополитена) также снижает трудоемкость работ почти на 6 тыс. чел.-ч.

Продление свода при сооружении односводчатых станций (по типу станции «Площадь Мужества» и «Политехническая» в Ленинграде) для устройства под ним СТП, медпункта, помещения ДСП, санузла и т. п. позволяет снизить трудовые затраты на 6—7 тыс. чел.-ч.

Следует также пересмотреть планировочные решения принятых на Московском метрополитене камер съездов, состоящих из четырех камер диаметром 7,5; 8,5; 9,5 и 10,7 м (кроме камер «биноклей») в то время, как в Ленинграде применено всего два типа обделок диаметром 8,5 и 9,8 м. Камера для совмещенных перегонных тоннелей («бинокль») сооружается с удлиненной частью. При сооружении камер из стандартных чугунных тубингов диаметром 8,5 и 9,5 м внутренние габариты обделок будут соответственно 7,9 и 8,8 м; для увеличения габарита с 8,8 м до 9,0 м можно использовать вставку из одного тубинга  $S_{11}$  с клиновидными прокладками.

Применение конструкции камер съездов из двух типовых тубинговых обделок вместо четырех позволит снизить трудовые затраты, так как при этом оба тоннеля могут монтироваться одним универсальным тубингоукладчиком типа ТУБП, выпускаемым механическим заводом Главтоннельмостростроя. Уменьшение числа сопряжений смеж-

ных камер разных диаметров (затраты труда на одно сопряжение составляют в среднем около 500 чел.-ч.), также способствует снижению трудовых затрат. Общее снижение трудоемкости при сооружении двух групп камер съездов составит 5,5 тыс. чел.-ч. Кроме того, при использовании для монтажа обделки тоннелей общей протяженностью 40 м блокоукладчика одного типа целесообразно применить встроены в него проходческие комбайны. В этом случае трудоемкость проходческих работ при общем объеме около 5 тыс.  $\text{м}^3$  может быть снижена еще на 5 тыс. чел.-ч.

Необходимо учитывать что при переходе на 2 типа камер металлоемкость сооружения с чугунной обделкой возрастет примерно на 200 т. Для снижения расхода металла следует заменить лотковые чугунные тубинги железобетонными с чугунной плоской плитой (по типу применяемых плоских лотков в станционных тоннелях). При замене 5 лотковых тубингов в каждом кольце металлоемкость останется прежней.

В последние годы на Московском метрострое устраиваются межтоннельные камеры для нужд эксплуатации (для службы пути). Сооружение такой камеры, состоящей всего из 5 колец, с применениями к перегонным тоннелям в виде штольевых выработок с теплоизоляцией, вызывает дополнительные затраты труда. Более целесообразно эти камеры размещать не в отдельных выработках, а на продлении тоннелей или других камер. Размещение камер на продлении одного из путевых станционных тоннелей потребует удлинения его на 7 колец. При этом трудоемкость сооружения камеры снизится более чем на 1 тыс. чел.-ч при равной стоимости.

Камеры дренажных перекачек и санузлов обычно располагают между перегонными тоннелями, что вызывает значительные трудности, связанные с необходимостью устройства ходков и сопряжений обычно вручную. Размещение этих камер при сближении осей перегонных тоннелей (как при сооружении закрытым способом тоннелей мелкого заложения) позволит вписывать их между перегонными тоннелями по аналогии с конструкциями колонных станций. При проходке перегонных тоннелей будут забетонированы опорные узлы для стенок, а в последующем устроена межтоннельная камера со сводом, опертым на перегонные тоннели. В этом случае при сооружении камеры дренажной перекачки вместо заглубленной тоннельной части целесообразно из лотка камеры разработать и закрепить тубингами вертикальную выработку в виде ствола, предназначенную для водоприсоса (зумпфа).

В настоящее время все внутритоннельные камеры размещаются вертикальными скважинами для размещения в них трубопроводов для водоотлива, водоснабжения и т. п. К скважинам присоединяются тоннельные прикамерки, сооружаемые из-за стесненных условий полностью вручную. Пробуривание скважин с поверхности через обделку камеры с устройством соответствующей манжеты в сопряжении ее с обделкой исключит необходимость сооружения прикамерков, трудоемкость возведения которых составляет около 3 тыс. чел.-ч.

<sup>1</sup> См. «Метрострой» № 1, 1974.



# ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПОТРЕБНОСТИ ЦЕМЕНТА

ПРЕДЛАГАЕМАЯ МЕТОДИКА ПЛАНИРОВАНИЯ ПОСТАВОК ЦЕМЕНТА ДАЕТ ВОЗМОЖНОСТЬ ОСУЩЕСТВЛЯТЬ ИЗГОТОВЛЕНИЕ БЕТОНА НА ОПТИМАЛЬНЫХ МАРКАХ ЦЕМЕНТА

М. КАГАН, инженер

ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ состава бетона обычно исходят из характеристик имеющегося цемента. Поэтому заводам иногда приходится выпускать продукцию на цементе, марка которого не является оптимальной для данной марки бетона.

Для блоков тоннельной обделки используется бетон М-400 с жесткостью 30 сек. и отпускной прочностью, равной 70% от проектной, твердеющий в условиях тепловой обработки. Для такого бетона оптимальным является цемент М-500 (СН 386-68). Расход такого цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона составляет 380 кг, а его стоимость 21,5 руб. × 0,380 = 8,10 руб.

Применение цемента М-600 хотя и допускается, однако этот материал не является оптимальным для данной марки бетона. Расход цемента М-600 кг/м<sup>3</sup> меньше, чем М-500 (360 кг/м<sup>3</sup>), однако денежные затраты выше 24,5 руб. × 0,360 = 8,82 руб.

В условиях разнообразия номенклатуры на заводах, производящих товарный бетон и сборный железобетон для метростроения, применение неоптимальных марок удорожает стоимость продукции и приводит к нерациональному использованию цемента.

Если же на основе требуемой марки бетона подбирать марку цемента, то даже в условиях широкой номенклатуры выпускаемых изделий можно обеспечить применение наиболее оптимальных материалов.

Среднегодовой выпуск товарного бетона на Очаковском заводе ЖБК на цементе М-400 составляет 73,4%. В то же время выпуск продукции, для которой оптимальным является цемент марки 300, составляет 23,4%, а марки 500 — 3,2%.

Эта тенденция имеет место в течение всего года, несмотря на незначительные колебания в выпуске товарного бетона по месяцам, вызванные сезонностью работ. Что касается сборного бетона и железобетона, то здесь картина иная. Если выпуск бетона, для которого оптимальным является цемент М-300, на протяжении всего года является наименьшим, то для остальной продукции значения колеблются по месяцам и зависят от потребности строков в соответствующих типах изделий.

Завод имеет четыре действующие емкости цемента, обеспечивающие два бетонопосмесительных узла. Опыт показывает, что на заводе одновременно можно работать максимально на трех мар-

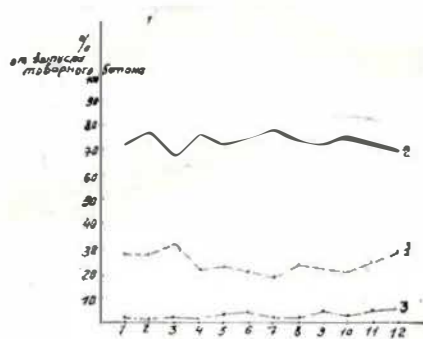


Рис. 1. Выпуск товарного бетона по оптимальным маркам цемента:

1 — ПЦ-200-300 (марка бетона 100, 150 и р-р марки 100); 2 — на ПЦ-400 (марка бетона 200, 300 и р-р марки 200, 300); 3 — на ПЦ-500 (марка бетона 400)

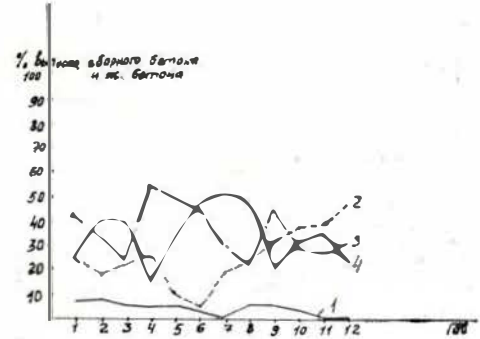


Рис. 2. Выпуск сборных конструкций по оптимальным маркам цемента:

1 — на ПЦ-300 (марка бетона 100); 2 — на ПЦ-400 (марка бетона 200, 300 и 200 с R<sub>пр</sub> = 100% R<sub>28</sub>); 3 — на ПЦ-500 (марка бетона 400); 4 — на ПЦ-600 (марка бетона 400 с R<sub>пр</sub> = 100% R<sub>28</sub>)

ках цемента. Поэтому мы вынуждены вместо марок 200—300 применять цемент более высокой марки 400.

В 1973 г. завод получил три марки портланд-цемента: 400, 500, 600.

Если подсчитать расход цемента по оптимальным маркам по СН 386-68 (при условии наличия цемента марок 400, 500 и 600), получим данные, приведенные в табл. 1. Нормы расхода це-

Таблица 1

Марка бетона	Требование к прочности	Выпуск за 1973 год, в м <sup>3</sup>	ПЦ-400			ПЦ-500			ПЦ-600		
			на 1 м <sup>3</sup> бетона, кг	на весь выпуск, т	% от общей потребности цемента данной марки	на 1 м <sup>3</sup> бетона, кг	на весь выпуск, т	% от общей потребности цемента данной марки	на 1 м <sup>3</sup> бетона, кг	на весь выпуск, т	% от общей потребности цемента данной марки
Товарный бетон											
100	R <sub>т</sub> = 70% R <sub>18</sub>	24195,8	200*	4839,2	12,7						
150	*	1552,2	230*	357	0,9						
300	*	39725,3	280	1123,1	29,3						
300	*	40611,5	375	15229,3	40						
400	*	3520				420	1478,4	14,8			
Сборный бетон и железобетон											
100	R <sub>пр</sub> = 70% R <sub>28</sub>	2372,5	285*	557,5	1,5						
200	*	777,5	295	229,4	0,6						
300	R <sub>пр</sub> = 100% R <sub>28</sub>	2543,1	385	979,1	2,6						
300	R <sub>пр</sub> = 70% R <sub>28</sub>	11760,9	400	4704,4	12,4						
370	R <sub>пр</sub> = 100% R <sub>28</sub>	1826,5				440	803,7	8			
400	R <sub>пр</sub> = 70% R <sub>28</sub>	18162,5				425	7719,1	77,2			
400	R <sub>пр</sub> = 100% R <sub>28</sub>	19357,4							500	9678,7	100
Итого расход по маркам в т			38019			18081,2			9678,7		
Всего в тоннах . . . . .			57698,9								
% от общей потребности			65,7			17,3			16,8		

мента, отмеченные знаком\*, являются вынужденными из-за отсутствия цемента марок ниже 400. Если сравнить расчетные данные с фактическим получением цемента (табл. 2), окажется, что процентное соотношение между получаемыми марками не соответствует расчетным.

Это несоответствие привело в 1973 году к перерасходу 45689 руб. Если при изготовлении железобетонных конструкций производятся заявки на арматурную сталь согласно спецификации, то для цемента это не делается. Целесообразно в соответствии с производственной программой и нормами расхода подсчитывать потребность цемента по оптимальным маркам по форме табл. 1.

Таблица 2

Марка цемента	ПЦ-400	ПЦ-500	ПЦ-600	
Фактическое соотношение количества цемента, %	57,9	18,1	24,0	
Расчетное соотношение количества цемента, %	65,9	17,3	16,8	
Разность между расчетным и фактическим соотношением	%	8	-0,8	-7,2
	тонн	6346	-635	-5711
	руб.	107882	-13652	-139919
Перерасход	45689 руб.			

Применительно к сборным конструкциям производственную программу надо представить не в виде конкретных изделий и их количества, а в виде задания по маркам бетона (с учетом отпускной прочности), выраженного в м<sup>3</sup>, и затем сгруппировать их по оптимальным маркам цемента.

Поставка товарного бетона не всегда может так четко, конкретно планироваться, как изготовление сборного бетона и железобетона. Поэтому приходится делать более приблизительные подсчеты потребности марок цемента. Однако, несмотря на неравномерность изготовления товарного бетона в течение года, соотношение между марками продукции является устойчивым, что дает возможность основываться на этих данных при расчетах.

Подсчитанное по форме таблицы 1 соотношение между марками цемента является основным критерием в осуществлении его поставок. Необходимо, чтобы по возможности это соотношение поддерживалось в цементных емкостях и при поставках.

Предлагаемая методика была продемонстрирована на примере норм СН 386—68. Однако она справедлива и для реальных, фактических норм расхода.

\* Здесь и далее принята следующая стоимость цемента: марки 400 — 17, марки 500 — 21,5, марки 600 — 24,5 руб.

## АНКЕРНОЕ КРЕПЛЕНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕН КОТЛОВАНОВ

Э. МАЛОЯН, канд. техн. наук;  
П. ВАСЮКОВ, инженер

В МИРОВОЙ практике строительства тоннелей метрополитенов и других сооружений для крепления ограждающих конструкций котлованов широко применяют предварительно напряженные буровые инъекционные анкеры. При этом распорные элементы — расстрелы заменяют предварительно напряженными анкерами, устраиваемыми в грунтовом массиве за ограждающей конструкцией.

Такое крепление можно использовать при любом типе ограждения котлованов (забивные металлические сваи с деревянной затяжкой между ними; буронабивные сваи, «стена в грунте») в разнообразных гидрогеологических условиях, за исключением слабых, сильно сжимаемых грунтов, в которых невозможно обеспечить надежную заделку анкерных тяг.

Данные о некоторых ограждающих конструкциях котлованов с анкерами в различных геологических условиях, сооруженных за рубежом, приведены в таблице и на рис. 1.

Сооружение котлована с анкерным креплением ограждения сводится к следующему: устройство ограждающих стен; разработка грунта в пределах котлована до уровня первого ряда анкеров; установка продольных поясов на ограждающих стенках; проходка скважин необходимой длины и наклона; установка в скважины анкеров и инъектирование раствора в рабочую зону анкера; натяжение анкеров и закрепление их на продольных поясах. При необходимости устройства дополнительных рядов анкеров эти операции повторяются.

Большинство анкеров представляет собой длинные, гибкие конструктивные элементы, работающие на растяжение с передачей усилия или во всей длине, или на ограниченном участке. Диаметр скважин зависит от необходимой несущей способности анкера и принимается в пределах от 100 до 300 мм. Для проходки скважин применяют станки горизонтального и наклонного бурения.

В неустойчивых грунтах скважины бурятся с обсадными трубами.

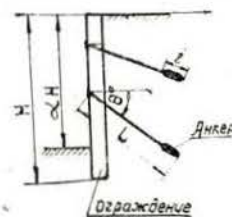


Рис. 1. Типы ограждений:  
а — забивные металлические сваи с деревянной затяжкой между ними; б — ограждение из буронабивных свай; в — «стена в грунте»

Таблица

Грунтовые условия	Вид ограждения	H, м	$\alpha H$ , м	Кол-во рядов	$\varphi$ , °	$l_1$ , м	$l_2$ , м	$H$ , м	Интервал между анкерами, м
Моренные глина	а	10,9	8,2	2	20—45	15,2	4,8	20—25	—
Песок, гравий	а	13,3	14,6	3	15	—	3,9	20	—
Песок, гравий	а	17,9	15,2	3	15—17	19,8	—	6—11	2,4
Валуны, глина	а	17,8	15,2	3	35	9,7—13,4	4,5—6,1	—	2,1
Глина, песок	а	13,7	10,7	3	25—35	7,3—16,7	10,7	30—60	2,4
Глина	а	15,5	13,7	2	30—45	8,2—11	0,6	—	2,4
Известняк, песок, гравий, глина	с	17,8	14,0	1	35	22,2	9,1	—	—
Мелкий гравий	а	14,03	10,9	2	22—27	10,0—14	2,2	36	1,6
Мелкий гравий	с	12,2	6,7	1	10	10,0—10,9	1,9	54	2,5
Песок, гравий	с	11,2	7,9	1	11—18	12,2	—	25	0,9—1,6
Пески	с	14,9	12,5	2	31	21,9	—	65—70	1,8—3,6
Гравий	с	15,2	8,1	2	33—45	15,2—27,4	3,9	65	1,2—2,4
Сланцевые глина	с	—	12,2	3	—	—	4,2—6,2	75—100	—



Буровой инъекционный анкер (рис. 2) состоит из рабочей зоны, закрепляемой в грунте анкерной тяги, соединяющей рабочую зону с ограждающей конструкцией и уплотнительного устройства, разделяющего рабочую зону анкера от цементированного участка. Длина рабочей зоны — 4—6 м.

Рабочая зона анкера заполняется цементно-песчаным и цементным раствором, который должен хорошо прокачиваться растворонасосом и быть безусадочным. Это достигается добавлением гипсоглиноземистого цемента, который ускоряет также сроки схватывания. Для инъектирования рабочей зоны могут применяться диафрагмовые насосы различной производительности с давлением 10—15 кг/см<sup>2</sup>.

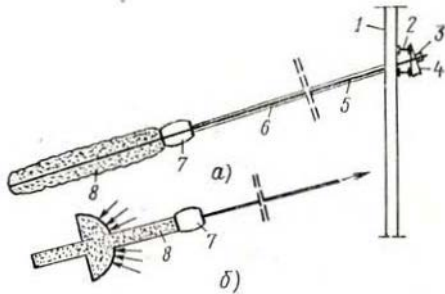


Рис. 2. Буровой инъекционный анкер:

а — конструктивная схема анкера с закреплением на ограждающей конструкции котлована; б — разбуренное расширение рабочей зоны; 1 — ограждение котлована; 2 — продольный шпиль; 3 — гайка; 4 — упорная плита; 5 — анкерная тяга; 6 — полиэтиленовая труба; 7 — уплотнительное устройство; 8 — рабочая зона анкера

Анкерную тягу можно выполнять из труб стержневой арматуры или прядей высокопрочной проволоки. Чтобы предотвратить коррозию тяги и снизить силы ее трения по грунту в пределах призмы обрушения, тягу обычно покрывают смазкой и помещают в полиэтиленовую трубу.

В грунтах, в которые цементный раствор не проникает (глинистые грунты), анкеры обычно устраивают с разбуренными расширениями (см. рис. 2, б). Несущая способность таких анкеров в основном обеспечивается сопротивлением грунта по лобовой поверхности расширенной части. Диаметр уширения в 2—3 раза больше, чем скважины.

Анкерное крепление стен котлованов должно обладать достаточной несущей способностью для восприятия нагрузки от бокового давления грунта и близлежащих сооружений; рабочая зона анкера располагаться за пределами возможной призмы обрушения грунта; в рабочей зоне обеспечиваться надежный контакт между грунтом и инъектируемой частью анкера; если анкер является частью постоянной конструкции, то необходимо предусмотреть защиту его от коррозии.

Опыт применения анкерного крепления стен котлованов за рубежом показал, что угол наклона анкера к горизонту, как правило, не должен превышать 25°. С увеличением угла наклона соответственно уменьшается горизонтальная со-

ставляющая усилия в анкере, уравновешивающая боковое давление грунта. Кроме того, увеличивается вертикальная нагрузка на ограждающую конструкцию, что может вызвать нежелательную ее осадку. В случаях близкого расположения к котловану различных подземных коммуникаций первый ряд анкеров приходится располагать под углом больше 25°.

Предварительное напряжение анкера полностью исключает последующие перемещения ограждающей стены к центру котлована. Натяжение анкера вызывает деформацию в результате удлинения анкерной тяги  $\Delta l$  (несколько сантиметров) и перемещения  $\Delta l'$  ее рабочей зоны. Грунтовый массив при этом сжимается на величину  $\Delta l''$ . Обычно  $\Delta l' \approx 0,01 \Delta l$ , а  $\Delta l''$  еще меньше.

Напряжение анкера рекомендуется производить поэтапно ступенями, составляющими 20—30% расчетной нагрузки с временными интервалами между ними. Конечное значение нагрузки, равное 140% расчетной, выдерживается не менее 1 ч. В процессе загрузки на каждом этапе регистрируют перемещение анкерной тяги. Обычно при постоянной нагрузке они должны затухать до полной стабилизации. После окончания испытания усиление в анкере снижается до расчетного и анкер закрепляется на ограждающей конструкции котлована. Если перемещения анкерной тяги при постоянной нагрузке возрастают, то это показывает, что происходит «проскальзывание» рабочей зоны анкера в грунте и такой анкер бракуется. Таким образом, предварительное напряжение анкера одновременно является его приемочным испытанием.

Для натяжения анкеров можно применять гидравлические домкраты с захватами, а также захваты НИИЖБа, предназначенные для предварительного натяжения арматуры в строительных конструкциях.

В условиях плоской задачи заанкеренное ограждение котлована рассматривается как статически неопределимая балка, имеющая заделку и ряд шарнирных опор в местах установки анкеров (рис. 3).

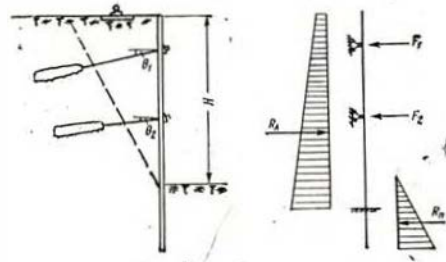


Рис. 3. Расчетная схема заанкеренного ограждения

Реакции  $F$  в шарнирных опорах представляют собой горизонтальные составляющие усилий в соответствующих анкерных тягах. Следовательно:

$$P = \frac{KF}{\cos \theta},$$

где  $P$  — несущая способность анкера;  $\theta$  — угол наклона анкера к горизонту;  $K$  — коэффициент запаса,  $K=1,5$ .

Несущая способность анкера без разбуренных расширений в основном обеспечивается сопротивлением сдвигу, возникающим по боковой поверхности инъекционной рабочей части анкера.

Напряжения на площадке, наклоненной к горизонту под углом  $\theta$ , равны:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta,$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta,$$

где  $\delta_1 = \gamma h$ ,  $\delta_2 = \xi \gamma h$ .

$$\sigma_1 = \gamma h, \quad \sigma_2 = \xi \gamma h$$

Здесь  $\gamma$  — объемный вес грунта;  $h$  — глубина заложения;  $\xi$  — коэффициент бокового давления,

$$\xi = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\rho}{2} \right),$$

где  $\rho$  — угол внутреннего трения грунта.

Тангенциальные напряжения, возникающие на наклонной площадке

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \rho + \tau_n.$$

Несущую способность анкера  $P$  можно определить по формуле:

$$P = m \pi d l (\tau + c),$$

где  $m$  — коэффициент однородности грунта;

$d$  — расчетный диаметр инъекционной зоны;

$l$  — длина зоны анкеровки;

$c$  — сцепление грунта.

В конечном виде несущая способность анкера выражается следующим образом:

$$P = m \pi d l \gamma h \left[ \left( \frac{1 + \xi}{2} + \frac{1 - \xi}{2} \right) \times \right. \\ \left. \times \cos 2\theta \operatorname{tg} \rho + \frac{1 - \xi}{2} \sin 2\theta + c \right].$$

Расчетный диаметр инъекционной зоны находим по формуле:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(1 + \xi) v}{\epsilon \pi l}},$$

где  $\xi$  — коэффициент пористости грунта;

$v$  — объем заинъектированного раствора;

$l$  — длина зоны анкеровки.

Интервалы между рядами анкеров, а также их шаг в ряду определяются исходя из высоты ограждения, несущей способности анкера и допустимых напряжений и деформаций в конструкции ограждения котлована.

Для успешного применения анкерного крепления стен котлованов при строительстве тоннелей метрополитенов необходимо исследовать характер де-



формации анкера при его предварительном напряжении; изменение усилий в анкере в зависимости от времени и увеличения глубины котлована в процессе разработки грунта; распределение усилий по длине рабочей зоны анкера; поведение грунтового массива за ограждающей стеной котлована. Эти вопросы должны быть отработаны в процессе сооружения опытного участка тоннеля метрополитена с анкерным креплением стен котлована

на продлении Рижского радиуса Московского метрополитена.

Технико-экономический расчет показал, что применение анкерного крепления стен котлована двухпутного тоннеля метрополитена позволит снизить расход металла на 380 т на 1 км трассы. Эффективность этого вида крепления повышается с увеличением ширины котлована. При значительной ширине котлована (котлован подземного вестибюля) обыч-

но требуется забивка промежуточного ряда свай. Анкерное же крепление даст возможность сэкономить до 200 т металла на крепление одного котлована и снизить стоимость его сооружения на 45 000 руб. Кроме сокращения расхода металла, анкерное крепление стен котлованов позволяет расширить фронт разработки грунта и монтажа возводимых конструкций и в результате сократить сроки строительства.

## Давление грунта на головную часть щита при откосном креплении забоя

Ю. КОНДЮРИН, инженер

**В ПЕСЧАНЫХ** грунтах естественной влажности внедрение шпотовых агрегатов с горизонтальными полками сопровождается формированием внутри каждой ячейки головной части грунтовых объемов — откосов, выполняющих функцию временного крепления забоя.

Для облегчения внедрения головной части щита в пески с изменяющимся сцеплением полки выполняются в настоящее время выдвижными или комбинированными с оснащением ячеек специальными рабочими органами дозирующего или разрабатывающего типа (экскавация и фрезерование грунта в забое).

Для механизированной погрузки грунта из нижней ячейки, обрушающегося с горизонтальных полок, широко используются ковшевые погрузочные машины прерывистого действия, а в последнее время — машины с нагребающими лопатами и роторные поперечного действия.

С введением в конструкции щитов вспомогательных механизмов, обеспечивающих разработку песчаного грунта в пределах головной части непосредственно в ячейках с последующей погрузкой в транспортные средства, нередко стали наблюдаться случаи частичной или полной потери устойчивости забоя с откосным креплением. Появилась необходимость выявить имеющиеся в забое запасы устойчивости с тем, чтобы более уверенно использовать новые конструкции разрабатывающих и погрузочных машин в щитовом комплексе и управлять забоем при проходке в песчаных грунтах.

Исследования показали, что несущая способность откосного крепления в значительной степени определяет устойчивость щитового забоя в целом. Для оценки запасов устойчивости последнего необходимо иметь данные о величине бокового давления, передающегося на элементы головной части щита и откосное крепление, а также предельной нагрузке, при которой это крепление теряет свою несущую способность.

Головную часть щитовых агрегатов с горизонтальными полками можно рассматривать как жесткую многоячейковую систему с грунтовыми откосами, выполняющими функцию податливой крепи забоя. Расчет бокового давления грунта, необходимый для определения устойчивости откосов в каждой ячейке, сведен

к плоской задаче теории предельного равновесия. При этом будем учитывать кинематические явления в грунтовом массиве, вызываемые особенностями работы горизонтальных полок.

Смещение щита вызывает в породе перед головной частью и в грунтовых откосах каждой ячейки образование поверхностей скольжения. Над корпусом агрегата при неглубоком заложении тоннеля возникает нарушенная зона в виде оседающего столба грунта, при глубоком — формируется свод давления, очертание которого обычно принимается по гипотезе М. М. Протодьяконова. Часть нагрузки от веса грунта в нарушенной зоне, а также часть давления массива воспринимается режущими кромками корпуса щита и горизонтальными полками. Откосы выполняют двойную функцию: воспринимают и распределяют давление грунта на жесткие элементы головной части агрегата, т. е. работают как подпорные стенки.

При выводе расчетных зависимостей принимаем следующие основные предположения:

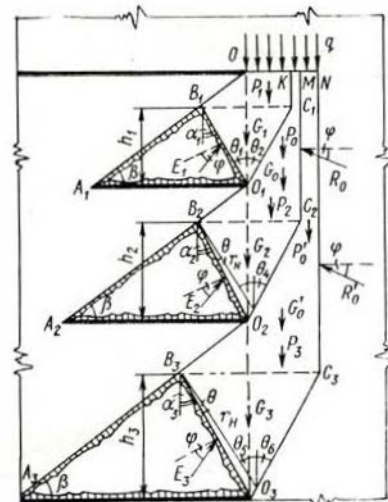
состояние скольжения грунта наступает одновременно по всей поверхности сдвига;

геометрическая форма грунтовых откосов после образования поверхностей скольжения остается неизменной; поверхности скольжения будут плоскими.

Для определения давления породы на откосы в каждой ячейке рассмотрим состояние равновесия грунтовых призм  $B_1O_1C_1$ ,  $B_2O_2C_2$  и  $B_3O_3C_3$ , которые отделяются от массива поверхностями скольжения при смещении щита (см. рисунок).

Появление касательных напряжений вдоль направления  $O-O_3$  исключается, так как относительные сдвиги вдоль плоскости  $O-O_3$  при равномерном сжатии слоев грунта отсутствуют. Неизвестными являются равнодействующие давления  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$ , отклоняемые от внешней нормали к поверхности  $B_1O_1$ ,  $B_2O_2$  и  $B_3O_3$  на угол внутреннего трения  $\varphi$ .

Величины равнодействующих давлений найдем, используя методику расчета, предложенную П. И. Яковлевым, которая позволяет определить давление грунта на ограждающие сооружения аналитически. По этой методике равно-



Расчетная схема щитового агрегата с горизонтальными полками

действующая давления в каждой ячейке выражается следующим соотношением

$$E_i = \frac{(P_i + G_i) \sin \alpha_i}{\sin(90^\circ - \varphi)}$$

где  $P_i$  — равнодействующая сила на уровне горизонтальной плоскости призм в каждой ячейке;

$G_i$  — собственный вес призм в каждой ячейке.

По известным величинам  $E_1$ ,  $E_2$  и  $E_3$  можно найти горизонтальные составляющие давления грунтового массива.

Исследования, проведенные с плоской моделью щитового агрегата, показали, что поверхности скольжения имеют в действительности криволинейное очертание, а положение их меняется в зависимости от смещения модели. Однако кинематические явления, наблюдаемые в грунтовом массиве, соответствуют в основном принятой расчетной схеме.

Забой с откосным креплением обладает различными коэффициентами запаса устойчивости по высоте агрегата, что необходимо учитывать при размещении механизмов для разработки и погрузки грунтов в щитовом пространстве. Конструкция и схемы проходки с применением разрабатывающих и погрузочных машин в щитовом комплексе должны быть выбраны с таким расчетом, чтобы не допускать излишнего отбора грунта на горизонтальных полках (особенно в нижней ячейке щита) и сохранять устойчивость забоя.



# ОДНОСВОДЧАТАЯ СТАНЦИЯ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В ТБИЛИСИ

Г. КИКНАДЗЕ, начальник отдела метро и тоннелей  
института Кавгипротранс; П. БОЧИКАШВИЛИ, главный  
специалист

**В** ТЕХНИЧЕСКОМ проекте строящейся линии Тбилисского метрополитена станция «Политехнический институт» была запроектирована трехсводчатой колонной из монолитного железобетона со сборными преднапряженными железобетонными колоннами.

Несмотря на значительные преимущества трехсводчатых колонных станций перед трехсводчатыми пилонами они имеют ряд существенных недостатков по сравнению с односводчатыми станциями.

Прежде всего, приходится последовательно, в весьма стесненных условиях, выполнять большое количество малопроизводительных операций. Ограниченный фронт работ не позволяет применять современные высокопроизводительные проходческие машины и оборудование. Поэтому сооружение станции сопряжено с большими трудовыми затратами.

Неизбежны вывалы при разработке калоттной части сечения, что связано с конфигурацией выработки (выступы на сопряжениях сводов). Это снижает безопасность ведения проходческих работ. Заполнение же вывалов бетоном требует значительных дополнительных затрат, не предусмотренных проектом.

Сложно изготовление и монтаж преднапряженных сборных железобетонных колонн. К этому можно добавить многоэтапность устройства, сложность обслуживания водоотводящих зонтов и др.

Учитывая эти факты, Кавгипротранс разработал проект односводчатой станции глубокого заложения для тбилисских инженерно-геологических условий, который после рассмотрения Госстроем Грузинской ССР был рекомендован к внедрению взамен трехсводчатой колонной станции.

Конструкция обделки разработанной односводчатой станции представляет собой свод с пролетом в свету 18,3 м (рис. 1) с

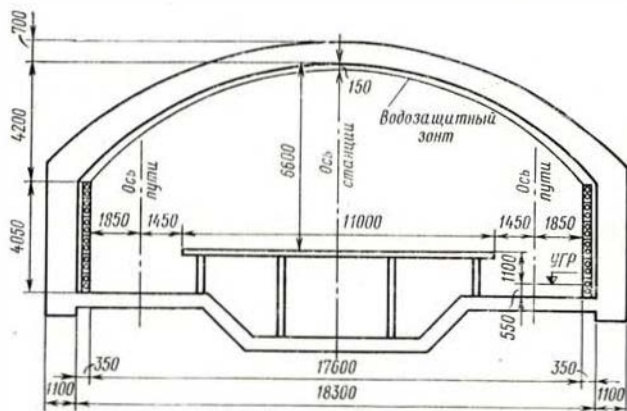


Рис. 1

вертикальными стенами и плоским лотком, который в средней части имеет заглубление для размещения подплатформенных служебных помещений.

Свод обделки запроектирован из монолитного железобетона марки «300». Армирование его осуществляется плоскими сварными каркасами из арматуры класса А—II; стены и лоток обделки выполняются из монолитного бетона марки «300».

Статический расчет обделки выполнен на ЭВМ БЭСМ-4 с учетом упругого отпора грунта по следующим исходным данным: коэффициент крепости по Протодьяконову —  $f=5$ ; коэффициент упругого отпора грунта  $K=60 \text{ кг/см}^2$ ; объемный вес грунта  $\gamma=24 \text{ т/м}^3$ ; расчетное сопротивление грунта на сжатие  $R=100 \text{ кг/см}^2$ .

Гидростатическое давление на обделку было принято с понижающим коэффициентом  $K=0,2$  (учитывая наличие только отделочных трещин в горном массиве).

Последовательность разработки сечения станции показана на рис. 2. В начале проходятся боковые штольни с сечением

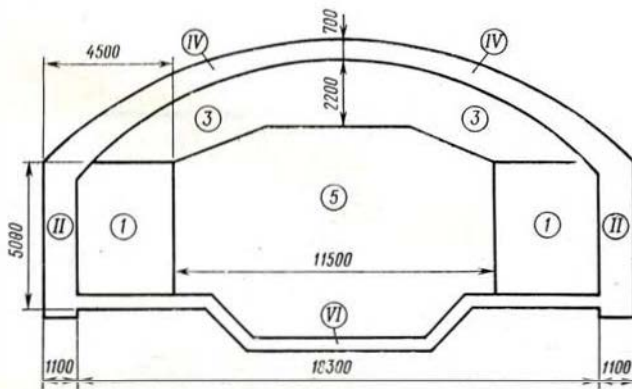


Рис. 2

4,5×5 м и в них бетонруются стены обделки на всю длину станции; затем начинается разработка грунта и бетонирование свода прорезных колец (одновременно с обеих штолен и поочередно с обоих концов станции). После разработки породы в своде и возведения обделки производится разработка ядра и лотковой части сечения.

В настоящее время пройдены обе штольни, возведены стены на всю длину станции и сооружен свод протяженностью 40 м.

Свод бетонруется в деревянной опалубке с металлическими кружалами с установкой промежуточных стоек.

Подача бетона производится шнебетопоукладчиком ПН-0,75.

Принятый способ сооружения односводчатой станции резко повышает возможности механизации горностроительных работ, применение высокопроизводительных машин и оборудования, в результате чего продолжительность строительства станции сокращается в 1,5 раза.

Расход бетона при строительстве односводчатой станции сокращается по сравнению с трехсводчатой на 12,5%, уменьшаются объем разработки грунта и площадь нагнетания. Стоимость строительно-монтажных работ снижается более, чем на 10%.

В настоящее время кафедра «Метро и тоннели» Грузинского политехнического института совместно с Кавгипротрансом проводит натурные измерения нагрузок на обделку на разных стадиях строительства станции для изучения закономерностей образования горного давления. Полученные результаты будут использованы для уточнения величины и характера расчетных нагрузок на обделку односводчатой станции.

Не исключено, что в дальнейшем выявится возможность уменьшить ширину платформы до 10 м, при которой технически осуществимо примыкание к станции трехленточных эскалаторных тоннелей (типа ЭТ).

Предлагается разработать передвижную металлическую опалубку для бетонирования свода обделки, отвечающую принятому способу производства горнопроходческих работ. Это улучшит технико-экономические показатели сооружения односводчатых станций в инженерно-геологических условиях Тбилиси.

# УВЕЛИЧЕНИЕ СКОРОСТИ ПОЕЗДОВ НА КРИВЫХ УЧАСТКАХ ПУТИ

(В порядке обсуждения)

В. КИРИЛЛОВ, С. ПЕТРОВ, кандидаты техн. наук; Е. МОИСЕЕВ, инженер

ОДНА из основных причин, препятствующих увеличению скорости движения поездов метрополитена, заключается в значительном количестве кривых участков пути.

О соотношении прямых и кривых участков на главных путях двух крупнейших в стране метрополитенов Москвы и Ленинграда, длина линий которых составляет около 80% всей протяженности линий метрополитенов СССР, дает представление нижеприводимая таблица 1 (по состоянию на 1 января 1974 г.).

Ограничение скорости действует от момента входа в кривую головного до выхода из нее хвостового вагона поезда. При кривой в 100—400 м и длине 7-вагонного состава 135 м протяженность участка ограничения скорости составит 235—535 м, то есть он будет занимать от 25 до 100% длины средней части перегона. После прохода участка ограничения скорости на большинстве перегонов поезд уже не сможет увеличить последнюю, так как должен тормозить на станции.

Таблица 1

	Общая длина линий в однопутном направлении, км	В том числе кривых участков													В том числе прямых участков	
		радиус кривой, м														
		200	250	300	400	500	600	800	1000	1200	1500	2000	3000	1000		
Москва	км	297,3	4,9	2,1	9,0	30,9	8,1	17,9	16,3	3,9	0,7	10,9	1,2	—	0,1	193,3
	%	100	1,6	0,7	3,0	10,3	2,7	6,0	5,4	1,3	0,2	3,6	0,4	—	—	61,8
Ленинград	км	89,2	1,2	—	0,1	3,1	8,3	2,4	3,0	0,9	—	5	0,8	0,1	—	64,2
	%	100	1,3	—	—	3,6	9,3	2,7	3,4	1	—	5,6	1	—	—	72,1

Примечание: Кривые радиусом 200 м на перегоне «Автово» — «Дачное» Кировско-Выборгской линии в Ленинграде из времени используются путях депо Автово.

Из таблицы 1 видно, что наиболее часто встречаются на этих линиях кривые с радиусом от 300 до 800 м. Длина отдельных кривых колеблется от 50 до 700 м, однако чаще они имеют длину от 100 до 400 м. В Московском метрополитене — более 500 кривых участков пути, в Ленинградском — около 150. В среднем на каждые 500—600 м пути приходится по одной кривой или по 3—4 на каждый перегон.

Оценивая влияние кривых участков пути на величину скорости поездов в условиях метрополитена, следует принимать во внимание только те из них, которые имеют минимальный радиус и находятся в средней части перегона, где возможно развивать большую скорость. При наиболее часто встречающейся длине перегона такой участок для поезда из вагонов типа «Е» составляет примерно 200—1000 м.

Таким образом, достаточно одной кривой малого радиуса в середине перегона, чтобы ограничить скорость на всем его протяжении. Количество перегонов с минимальным радиусом кривой приведено в табл. 2.

Таблица 2

	Общее число перегонов в однопутном направлении	Минимальный радиус кривой на перегоне, м							
		200	300	400	500	600	800	1000 и более	
Москва	шт.	178	16	18	54	13	29	22	26
	%	100	9	10,1	30,3	7,3	16,3	12,4	14,6
Ленинград	шт.	52	2	—	7	19	7	6	11
	%	100	3,8	—	13,5	36,6	13,5	11,5	21,1

Максимальная скорость движения поезда по кривому участку пути определяется по формуле

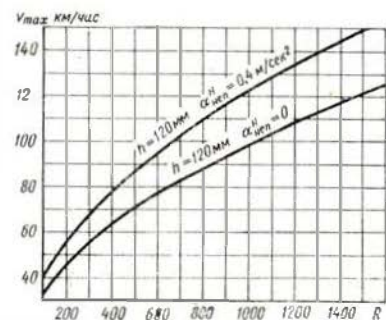
$$V_{\max} = 3,6 \sqrt{\left(g \frac{h}{S} + a_{\text{неп}}^{\text{н}}\right) R}, \quad \text{км/час}, \quad (1)$$

где  $h$  — возвышение паружного рельса, мм;  
 $S$  — расстояние между осями головок рельсов, мм;  
 $g$  —  $9,81 \text{ м/сек}^2$  — ускорение силы тяжести;  
 $a_{\text{неп}}^{\text{н}}$  — непогашенное ускорение неподрессоренных частей вагона,  $\text{м/сек}^2$ ;  
 $R$  — радиус кривой, м.  
 На метрополитене:

для  $a_{\text{неп}}^{\text{н}} = 0$ .  $V_{\max} = 3,1 \sqrt{R} \text{ км/час}; \quad (2)$

для  $a_{\text{неп}}^{\text{н}} = 0,4 \text{ м/сек}^2$ .  $V_{\max} = 3,85 \sqrt{R} \text{ км/час}. \quad (3)$

Зависимость величины максимальной скорости от радиуса кривой показана на рисунке.



Максимальная скорость движения поезда по перегону обычно меньше конструктивной на 10—15 км/час. Для выпускаемых в настоящее время вагонов типа «Е» она составляет примерно



80 км/час. Поэтому пока велпчили максимальной скорости ограничивают только кривые участки с радиусом до 400 м на сравнительно небольшом числе перегонов. С ростом конструктивных скоростей перспективных вагонов сдерживающим фактором будут также кривые с радиусом 400—600 м.

Анализ формулы 1 показывает возможные способы повышения максимальной скорости на кривых участках пути: увеличение возвышения наружного рельса  $h$ ; радиуса кривой  $R$  и непогашенного ускорения  $a_{неп}''$ .

Первые два способа увеличения скорости для действующих линий неприемлемы из-за большого объема работ и очень малого в условиях эксплуатации времени на их выполнение. Они могут быть использованы на вновь сооружаемых линиях при применении более скоростного, чем сейчас, подвижного состава.

Величину непогашенного ускорения  $a_{неп}''$  определяют многие факторы. Одни из наиболее важных — условие комфортабельности. Действие ускорения вызывает в организме человека ряд физиологических изменений сердечно-сосудистой и центральной нервной системы. Это приводит к ухудшению самочувствия пассажира, так называемой «транспортной усталости». Непогашенное ускорение  $a_{неп}''$ , действующее на пассажира, несколько больше соответствующей величины неподрессоренных частей вагона  $a_{неп}''$  за счет крена кузова на рессорах с наружи кривой.

$$a_{неп}'' = (1 + \varphi) a_{неп}'' \quad (4)$$

где  $\varphi = \frac{g \cdot \sin \beta}{a_{неп}''}$  — коэффициент, учитывающий крен кузова вагона на рессорах;  
 $\beta$  — угол крена.

В эксплуатационных условиях угол  $\beta$  обычно около 1°. Таким образом, непогашенное ускорение, действующее на пассажира, при принятом на Московском метрополитене непогашенном ускорении неподрессоренных частей вагона, равным 0,4 м/сек<sup>2</sup>, составляет около 0,6 сек<sup>2</sup>.

Некоторые особенности метрополитена позволяют сделать вывод о возможности увеличения непогашенного ускорения, действующего на пассажира.

Известно, что реакция организма человека зависит от продолжительности действия ускорения. Исследования проф. В. И. Войчека показали, что, чем меньше время действия ускорения, тем больше оно может быть по величине.

Среднее время поездки пассажира на Московском метрополитене при средней дальности 9,9 км и скорости сообщения около 40 км/час составляет всего 15 мин. На других метрополитенах оно еще меньше. В Москве самый дальний маршрут с пересадкой в настоящее время не превышает 1 часа. Суммарное время хода поезда по кривым участкам пути за 13 мин. поездки составит около 4 мин. (при 35% кривых на длине 9,9 км). Такое непродолжительное действие ускорения не оказывает заметного влияния на состояние пассажира.

Наконец, пассажир имеет приблизительно одинаковое ощущение при действии ускорения как вдоль, так и поперек вагона. Вагоны серии «Е», эксплуатирующиеся уже более 10 лет и составляющие большую часть парка метрополитенов, имеют среднее ускорение пуска и замедление при торможении порядка 1,2—1,3 м/сек<sup>2</sup>. Это в два раза больше допустимого бокового непогашенного ускорения, действующего на пассажира.

Если учесть, что одновременное действие максимальных величин продольных и боковых ускорений в условиях метрополитена встречается крайне редко, с точки зрения комфорта вполне допустимо

увеличение боковых непогашенных ускорений, действующих на пассажира, до значений продольных ускорений, то есть до 1,2—1,3 м/сек<sup>2</sup>. Непогашенное ускорение неподрессоренных частей в этом случае будет иметь величину 0,9—1 м/сек<sup>2</sup>, а скорость может возрасти до

$$V_{max} \approx 4,7 \sqrt{R} \text{ км/час.}$$

Величину бокового непогашенного ускорения, действующего на пассажира, при повышении скорости можно сохранить и даже уменьшить, если применить принудительный наклон кузова вагона внутрь кривой. Расчеты показывают, что у вагона типа «И» этот наклон при наличии специального автоматического устройства может быть до 4°. Скорость при этом возрастает

$$V_{max} = 5 \sqrt{R} \text{ км/час.}$$

при сохранении величины непогашенного ускорения, действующего на пассажира 0,6 м/сек<sup>2</sup>.

Во всех случаях, в том числе и при принудительном наклоне кузова, увеличение скорости при неизменных радиусе кривой и возвышении наружного рельса увеличивает в свою очередь непогашенное ускорение неподрессоренных частей вагона и силы взаимодействия колес с рельсами. Поэтому для окончательного выбора величины непогашенного ускорения неподрессоренных частей должны быть проведены исследования прочности и износа ходовых частей вагона и пути. Исследования, проведенные МИИТом и Московским метрополитеном, показали, что путь столичного метрополитена допускает в настоящее время увеличение скорости на кривых участках с радиусом 200—300 м до значений

$$V_{max} = (4,2 \div 4,6) \sqrt{R} \text{ км/час.}$$

## МОНТАЖ КЛЕЕБОЛТОВОГО СТЫКА В ПУТИ

В. ХРИПКО, инженер

ОДНИМ из методов усиления верхнего строения пути является замена изолирующих стыков с накладками из древесного пластика на клееболтовые стыки.

В настоящее время монтаж клееболтовых изолирующих стыков производится на специальных стендах. После окончания полимеризации клеевого шва и контроля качества сборки, стыки укладываются в путь.

Полимеризация клеевого шва продолжается при нормальной температуре (не менее 20°C) в закрытом помещении в течение 5—6 дней, при подогреве — за несколько часов. При обеспечении в зоне стыка температуры  $t = 180^\circ\text{C}$  время отверждения составит 1,5 часа, при  $t = 100^\circ\text{C}$  — 4 ч; и  $t = 160^\circ\text{C}$  — 2—2,5 ч.

Учитывая, что при повышении температуры увеличивается скорость полимеризации клеевого шва, на станции пути Киевского метрополитена применен метод монтажа клееболтового стыка непосредственно в пути.

Эти работы производились между движением подвижного состава в трехчасовое «окно». Сначала велись подготовительные работы, затем — основные и контроль качества.

На склеивание двух болтовых стыков затрачивалось 15 чел.-час.

Специальная печь с терморегулятором обеспечивала в зоне стыка температуру 180°C и равномерный нагрев по площади склеивания. Дотяжка болтов производилась спустя примерно полчаса с крутящим моментом 15 ктм.

Выводы: монтаж изолирующих клееболтовых стыков непосредственно в пути снижает трудовые затраты на 50—60% (против стыков, склеенных на стендах), так как исключается транспортировка рельсов и их замена, позволяет также значительно сократить капитальные вложения (экономический эффект на 100 стыков составляет 5300 руб.) и продлить срок службы рельсов в пути.

# ЭЛЕКТРОННЫЕ ЧАСЫ

Н. СИДОРОВ, инженер

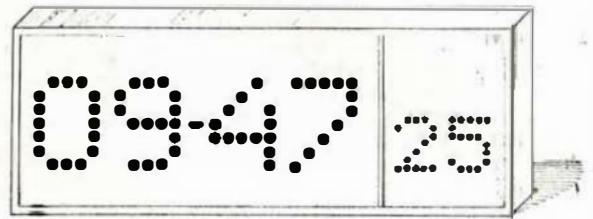


Рис. 1. Выносное табло

**В**ОЗРАСТАЮЩАЯ частота движения поездов на линиях Московского метрополитена требует точности и надежности действия часовых устройств, по которым ведется контроль за графиком движения поездов и обеспечивается слаженность работы всех подразделений.

Установленные в торцах станций стрелочные электромеханические часы не отвечают этим возросшим требованиям. Дело в том, что большой размер минутной стрелки при скачкообразном ее перемещении по циферблату создает большой крутящий момент на оси механизма, что вызывает быстрый его износ и частую разрегулировку. В результате стрелки не фиксируются на минутных делениях, занимают промежуточные положения и не показывают точного времени.

Ограничена и дальность считывания платформенных стрелочных часов. Находясь на середине платформы, невозможно различить цифры и положение стрелок на циферблате.

Пятисекундный отсчет времени в стрелочных часах, фиксируемый загоранием сигнальных ламп, расположенных по периметру циферблата, требует от пользующегося этими часами постоянного сосредоточенного внимания. Неизбежна и субъективная ошибка, зависящая от того, под каким углом к делениям циферблата находится глаз наблюдающего время.

Так как механизм стрелочных часов заключен в их корпусе и подвешен высоко над ходовыми рельсами, создаются трудности для специалистов, обслуживающих эти механизмы.

Учитывая эти недостатки, центральное конструкторское бюро информационной техники Винницы по заданию Московского метрополитена и Метрогипротранса разработало и изготовило электронные цифровые часы, которые впервые установлены на новых станциях «Беляево» и «Калужская».

Первый экземпляр электронных часов, проходя опытную эксплуатацию на станции «Киевская»-кольцевая, получил высокую оценку работников поездных бригад Службы движения и пассажиров.

Новые электронные часы отличаются от существующих тем, что показывают время суток не положением стрелок на циферблате, а светящимися арабскими цифрами. Это увеличивает дальность считывания, создает удобства для работников движения и поездных бригад, а также повышает культуру обслуживания пассажиров.

В механизме новых часов нет таких традиционных элементов, как баланс-спираль, зубчатое зацепление колес, электромагнитные реле и др.

В их конструкции используются новейшие достижения электронной хронометрии, обусловленные широким внедрением в нее полупроводниковых элементов и схем с печатным монтажом.

Электронные часы устанавливаются в торцах платформ и включаются в электрочасовую сеть единого времени метрополитена, что обеспечивает согласованность их показаний с другими приборами времени.

В состав электронных часов входят выносное ламповое табло и стойка автоматики.

Выносное табло (рис. 1) размером 1320×450×170 мм смонтировано в металлическом корпусе, заключающем в себе лампы накаливания и диодные матрицы, выполненные печатным монтажом.

Передняя стенка корпуса табло (дверца) по вертикали разделена на две части, каждая из которых закрыта стеклом дым-

чатого цвета. Первые две цифры табло (слева направо) воспроизводят время в часах, вторые — в минутах и третьи — в секундах.

В табло установлены лампы накаливания типа А-24 с номинальным напряжением 24 в и мощностью 1,5 вт. Этим обеспечивается надежное считывание показаний времени с расстояния 120 м при освещенности не более 150 лк.

Потребляемая мощность одним табло не более 150 вт.

Табло со стойкой автоматики соединяется сигнальным кабелем, концы которого разделаны в разъеме.

Стойка автоматики (структурная схема приведена на рис. 2), конструктивно выполнена в виде напольного металлического

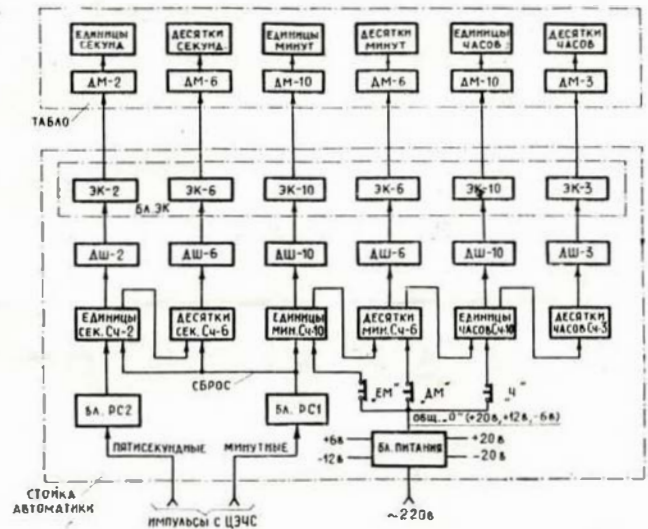


Рис. 2. Структурная схема электронных часов

шкафа, в котором расположены следующие блоки и узлы: питание (бл. питания), релейного элемента и стабилизатора (бл. РС), пересчета (Сч), дешифраторы (ДШ), электронных ключей (бл. ЭК) и панель управления с контрольным табло. Стойка автоматики устанавливается в аппаратной связи и имеет габаритные размеры 720×375×2000 мм.

На блок питания стойки автоматики подается переменный ток напряжением 220 в и частотой 50 гц, который выпрямляется в пульсирующий напряжением 20 в для питания ламп табло и 12 в и 6 в для питания цепей автоматики. Напряжение 12 в стабилизируется с помощью электронного стабилизатора, расположенного на общей плате с релейным элементом.

Блок РС обеспечивает устойчивую работу пересчетных схем, преобразуя поступающие импульсы электрочасовой сети в



прямоугольные с крутыми фронтами. Кроме того, он стабилизирует выпрямленное напряжение 12 в для питания пересчетных схем и других цепей автоматики.

Блок С4 и ДШ, соединенные вместе, представляют собой двоично-десятичный счетчик, количество работающих выходов которого может изменяться от 1 до 10. Это изменение достигается внешним монтажом и не требует изменения внутренней схемы блока.

В блоке электронных ключей расположены тиристорные усилители мощности, управляющие электродами которых соединены с выходами дешифраторов. К входам электронных ключей — тиристорных усилителей — подается из блока питания пульсирующее напряжение амплитудой 20 в, а выходы тиристоров соединяются с диодными матрицами (ДМ), расположенными в выносном табло.

На панели управления расположено контрольное табло и кнопки «ЕМ», «ДМ», «Ч» для корректировки оптической индикации времени на выносном табло.

Кроме того, на этой панели расположена кнопка «Пуск», при нажатии которой блок питания становится под напряжение и кнопка «Стоп» — для снятия напряжения.

Принцип действия электронных часов легко понять с помощью приведенной структурной схемы. Электрические импульсы времени длительностью 2 сек с центральной электрочасовой станции (ЦЭЧС) поступают по каналам связи на вход блока РС1. В качестве датчика этих временных импульсов на центральной электрочасовой станции используются первичные маятниковые часы, которые управляют всеми вторичными часами метрополитена, в том числе и электронными.

Минутный импульс в блоке РС1 поступает на двухкаскадный усилитель постоянного тока с положительной обратной связью. С выхода блока РС1 временные импульсы с частотой следования один импульс в минуту поступают на вход счетчика С4-10. Последний построен на четырех последовательно соединенных триггерных ячейках и может считать до шестнадцати.

Чтобы осуществить 4-разрядным триггером счет единиц минут до десяти применена схема совпадения, позволяющая снизить коэффициент пересчета до величины, равной десяти.

На выходе триггерного счетчика единиц минут (С4-10) образуется двоично-десятичный код, который поступает на двоярный дешифратор (ДШ-10), преобразующий этот код в десятичный.

Затем временной сигнал поступает на предварительный транзисторный усилитель, смонтированный на общей плате с дешифратором, и далее на более мощный усилитель — электронный ключ (ЭК-10), выполненный на кремневых тиристорах.

Далее усиленные временные сигналы в десятичном коде поступают на диодную матрицу (ДМ-10) — распределитель единиц минут, находящуюся в выносном ламповом табло. Там при помощи светящихся ламп образуются цифры с 0 по 9 единиц минут в обычной — десятичной системе счисления.

По истечении каждой десятой минуты счетчик единиц минут (С4-10) автоматически переходит в исходное состояние и одновременно выдает управляющий импульс на вход 3-разрядного счетчика (С4-6) десятков минут, который, аналогично вышеописанному, совместно с другими элементами схемы образует на табло показания цифр от 0 до 5 десятков минут.

При отсчете шести десятков минут счетчик С4-6 сбрасывается в исходное положение и в свою очередь выдает импульс на вход 4-разрядного счетчика единиц часов (С4-10), который управляет работой счетчика десятков часов (С4-3), образуя на табло показания времени в часах. По истечении последнего 24-го часа суток, счетчики минут и часов приходят в исходное состояние, начиная новый цикл работ.

Для повышения точности отсчета времени электронными часами в них предусмотрен отсчет с дискретностью 5 сек. Пятисекундные импульсы ЦЭЧС поступают по отдельному каналу связи на вход блока РС2 и при помощи секундных счетчиков С4-2 и С4-6, аналогично описанному, управляют показанием времени в секундах.

Для согласованного показания времени в минутах и секундах в схеме часов предусмотрена принудительная корректировка по проводу «Сброс».

Подгонка — установка показаний табло на точное время при неисправности часов или перерыве питания осуществляется кнопками «ЕМ», «ДМ» и «Ч».

Удачная новинка — электронные часы — в скором времени украсит все станции Московского метрополитена.

## МЕТРОПОЛИТЕНЫ В ГОРОДАХ РАЗЛИЧНОЙ ВЕЛИЧИНЫ

Г. БОЛОНЕНКОВ, канд. техн. наук

**М**ЕТРОПОЛИТЕН как наиболее комфортабельный и скоростной транспорт решает основную проблему крупных городов — сокращение затрат времени населения на передвижение и уменьшение потоков движения улично-дорожной сети.

В отечественной и зарубежной практике метрополитены сооружаются не только в городах с численностью свыше 1 млн. (более 35 городов мира), но и в городах от 0,5 до 1 млн. жителей. Протяженность развития сетей в отдельных городах колеблется от 6 до 400 км. Метрополитены сооружаются как закрытого типа — в тоннелях, так и открытого типа. В СССР наряду со строительством линий в тоннелях глубокого заложения, среднюю стоимость которых составляет около 10 млн. руб. за 1 км, успешно эксплуатируются линии мелкого заложения (в Москве — Калужский и Измайловский радиусы, участок «Университет» — «Юго-Западная») стоимостью около 6 млн. руб., а также открытого типа (Филевский радиус) стоимостью 1,5 млн. руб. за 1 км.

В городах Западной Европы: Брюсселе, Цюрихе, Зальцбурге, Вене, Франкфурте-на-Майне, Майнце, Штутгарте, Бремене, Милане, Турине, Амстердаме, Роттердаме, Гамбурге и других строятся линии метрополитена в основном открытого типа и частично в тоннелях мелкого заложения. Так, в Гамбурге протяженность метрополитена составляет 140 км, из них 68 км открытого типа, 72 км — в тоннелях. В Цюрихе к 1983 г. сеть метрополитена достигнет 32 км, из которых половина в тоннелях и половина сооруженных открытым способом на эстакадах и на поверхности земли. В Брюсселе к 1985 г. намечается построить четыре линии метрополитена общей длиной 57 км, из них 45 км в тоннелях мелкого заложения и 12 км — открытого типа. Во Франкфурте-на-Майне к 1990 г. будут построены линии метрополитена протяженностью 110 км, из которых 60 км в тоннелях, а 50 км — открытого типа. К 1980 г. предполагается сдать в эксплуатацию метрополитен в г. Атланте (США), общей длиной 106 км, из которых 74 км открытого типа, 27 км — на эстакадах и 5 км — в тоннелях. Стоимость строительства метрополитена этого типа составит 2,5 млн. долларов за 1 км. Фирма «Boeing-Vertol Company» (США) создала для работы на линиях открытого типа специальный подвижной состав — сочлененный двухсекционный вагон длиной 21,6 м, вместимостью 220 пассажиров, в том числе 68 мест для сидения. В зависимости от величины пассажиропотока из двух-трех вагонов можно составить поезд, рассчитанный соответственно на 40—660 пассажиров. Такой тип метрополитена позволяет снизить стоимость строительства в 3—4 раза, а также сокращает затраты времени пассажиров на спуск-подъемы при входе и выходе со станций. Эти преимущества

обуславливают возможность применения метрополитенов облегченного типа во многих городах с населением менее 1 млн. жителей.

В крупнейших городах мира на направлениях с наиболее мощными пассажиропотоками большой протяженности сооружаются линии экспресс-метрополитена со средней скоростью движения 70 км/ч. В Париже при протяженности метрополитена 172 км — 76 км составляет экспресс-линия. Из 1500 млн. пассажиров, перевезенных метрополитеном в год, 300 млн. приходится на экспресс-метрополитен. Электропоезда, состоящие из трех трехвагонных секций (9 вагонов) вместимостью 2500 пас-

сажиров, курсируют со средней скоростью 70 км/ч. В Сан-Франциско линии экспресс-метрополитена протяженностью 113,6 км (из них 38,4 км — открытого типа, 25,6 — в тоннелях и 49,6 км — на эстакадах) соединяют три крупных жилых района — Окленд, Беркли, Сан-Франциско и имеют 33 станции. Электропоезда экспресс-метрополитена, имеющие конструктивную скорость 128 км/ч, обеспечивают среднюю скорость движения 80 км/ч.

На основе обобщения данных о метрополитенах в СССР и за рубежом можно предложить следующую их классификацию (см. табл.).

Параметры метрополитена	Класс			
	I (экспресс-метрополитен)	II	III (облегченный тип)	IV (легкий тип)
Провозная способность, тыс. пасс. в час в одном направлении	60—80	40—60	30—40	12—15
Характеристика подвижного состава:				
число вагонов в поезде	8—10	8—10	5—8	2—5
общая вместимость поезда, тыс. пасс.	1,6—2,0	1,2—1,6	0,8—1,2	0,4—0,8
максимальная конструктивная скорость, км/ч	130—150	80—100	80—100	80
ускорение при пуске вагонов, м/сек	1,0—1,5	1,0—1,3	1,0—1,3	1,3—1,8
средняя скорость сообщения, км/ч	70—100	40—50	35—40	30—35
Сечение тоннелей обеспечивает применение электропоездов	Пригородных ж.д. дорог, метрополитена	Метрополитена	Метрополитена	Секции электропоездов, ж.д. дорог, трамвая смешанного типа, метрополитена
Характеристика линий и станций:				
тип трассы	в горах в тоннелях мелкого и глубокого заложения; в пригородном районе (вне населенных пунктов) — открытого типа	в тоннелях мелкого и глубокого заложения; частично вне застройки — открытого типа	до 70% линий в тоннелях мелкого заложения; до 30% — открытого типа	до 30% линий в центральных районах городов в тоннелях и до 70% — открытого типа
средняя длина перегона, км	3—6	1,5—2,0	0,8—1,5	0,5—1,0
максимальная длина станции, м	300	250	180	120
Число выходов со станции и требования к техническому оснащению	Два и более, оборудованы эскалаторами, затраты времени на пересадку не более 3 мин	Два, оборудованы эскалаторами, затраты времени на пересадку не более 5 мин	Один-два, оборудованы эскалаторами частично	Один, эскалаторами оборудованы только станции глубокого заложения

Для повышения эффективности работы метрополитенов в городах различной величины необходимо установить целесообразность применения метрополитена соответствующего типа в зависимости от градостроительных условий и определить рациональное развитие его сети.

Эффективность метрополитена возрастает с увеличением дальности поездки, так как при этом уменьшается удельный вес накладных затрат времени в общей продолжительности передвижения и увеличивается экономия времени на поездку благодаря более высокой скорости. Одним из основных критериев служит экономия затрат времени населения на передвижение, включая время на подходы к остановкам, ожидание, пересадки в пределах станций, или соблюдение следующего условия:

$$T_{MT} < T_y; \quad t_{нак}^{MT} + \frac{l_{cp} \cdot 60}{V_{MT}} < t_{нак}^y + \frac{l_{cp} \cdot 60}{V_y}$$

Если неравенство относительно средней дальности поездки  $l_{cp}$ , получаем:

$$l_{cp} > \frac{V_y \cdot V_{MT} \cdot (t_{нак}^{MT} - t_{нак}^y)}{60 \cdot (V_{MT} - V_y)}$$

где  $T_{MT}$ ,  $T_y$  — затраты времени на полное передвижение, мин. (здесь и далее соответственно с использованием метрополитена и обычного транспорта);

$t_{нак}^{MT}$ ,  $t_{нак}^y$  — накладные затраты времени, мин.;  
 $V_{MT}$ ,  $V_y$  — средняя скорость сообщения, км/ч.

Если принять средние значения  $V_{MT}=45$ ,  $V_y=18$  км/ч;  $t_{нак}^{MT}=22$ ,  $t_{нак}^y=12$  мин., то применение метрополитена с точки зрения экономии затрат времени населению на передвижение рационально в городах, имеющих среднюю дальность поездки более 5 км.

Таким образом, о целесообразности строительства метрополитена в городах можно судить по средней дальности поездки, а о необходимости его применения — по средней затрате времени на полное передвижение. Если эти затраты в одном направлении превышают 40 мин, то необходимо иметь скоростной транспорт\*.

\* СНиП II-K-2-72. Планировка и застройка населенных мест. М., 1972.

Среднюю дальность поездки на метрополитене  $l_{MT}$  с учетом влияния на нее планировочной структуры города можно определить по формуле:

$$l_{MT} = 1,8 + 0,258 \cdot K_{пл} \cdot \sqrt{F}$$

где 1,8 и 0,258 — эмпирические коэффициенты;

$K_{пл}$  — коэффициент планировочной структуры города;

$F$  — площадь застроенной территории города, км<sup>2</sup>.

Эффективность работы линий метрополитена оценивается не только экономией времени населения на передвижение, но и степенью использования провозной способности, зависящей от объема пассажирских перевозок и протяженности сети, обуславливающих величину среднего удельного пассажиропотока на 1 км сети  $R_{cc}$ .

$$R_{cc} = \frac{P \cdot l_{cp} \cdot \gamma_{MT}^n}{L_{MT}}$$

где  $\gamma_{MT}^n$  — удельный вес метрополитена в общем количестве пассажиро-км, выполненных всеми видами транспорта;

$P$  — объем перевозок пассажирского транспорта, тыс. пасс. в сутки;

$l_{cp}$  — средняя дальность поездки, км;

$L_{MT}$  — протяженность сети метрополитена, км.

Анализируя последнюю формулу, можно отметить, что величина удельного пассажиропотока обратно пропорциональна протяженности сети. Но ввиду того, что с ростом протяженности сети линии метрополитена обслуживают все большее число районов с большим пассажирооборотом, растет объем пассажирских перевозок метрополитена, средняя дальность поездки, и в результате увеличивается удельный пассажиропоток на 1 км сети. Однако при одинаковой продолжительности сети в городах с одинаковой численностью населения могут быть разные планировочные условия развития сети метрополитена. Так, города с расчлененной планировочной структурой и размещением основных пунктов тяготения населения к линиям метрополитена в поперечном направлении имеют концентрированные пассажиропотоки на многих соответствующих направлениях незначительной протяженности. Города же с продольными (относительно основных магистралей) размещением фокусов отличают-



ся концентрацией мощных пассажиропотоков на ограниченном числе магистралей продольного направления и большой средней дальностью поездки, обуславливающих целесообразность использования метрополитена. Линейная форма территории позволяет иметь в городе одну-две линии метрополитена с концентрированными пассажиропотоками между крупными жилыми и промышленными районами и общегородским центром. В городах с численностью населения 0,5—1 млн. жителей и компактной планировочной структурой, но с дисперсным размещением основных пунктов тяготения населения отсутствуют мощные пассажиропотоки. Поэтому средняя дальность поездки в них не превышает 5 км, и, следовательно, отпадает необходимость в скоростном транспорте. В городах с числом жителей свыше 1 млн. центральный район соединяется с жилыми и промышленными районами обычно тремя и более диаметрами скоростного транспорта. При этом наибольший эффект по размерам удельного пассажиропотока на 1 км сети и по экономии затрат времени получается при размещении основных пунктов тяготения населения концентрированно вдоль линий скоростного транспорта.

Следовательно, численность населения, размеры территории и планировочная структура города оказывают существенное влияние на величину удельных пассажиропотоков на 1 км сети метрополитена.

На основе обобщения материалов Генеральных планов городов различной величины и планировочной структуры установлено, что большинство городов с численностью населения 0,5—1 млн. жителей имеет среднюю дальность поездки свыше 5 км, что подтверждает целесообразность применения в них скоростного транспорта; в городах с населением от 1 до 3 млн. средняя дальность поездки не превышает 10 км. Сооружение в них метрополитена с плотностью сети 0,2—0,3 км/км<sup>2</sup> в сочетании с уличным подвозящим транспортом обеспечит населению средние затраты времени на полное передвижение в пределах до 30 мин. Если численность населения превышает 3 млн. жителей, то на отдельных направлениях с мощными пассажиропотоками и дальностями поездок свыше 12—20 км может оказаться рациональным введение линий экспресс-метрополитена.

Анализ зависимости приведенных строительно-эксплуатационных расходов от величины удельного пассажиропотока (рис. 1) показал, что применение экспресс-метрополитенов

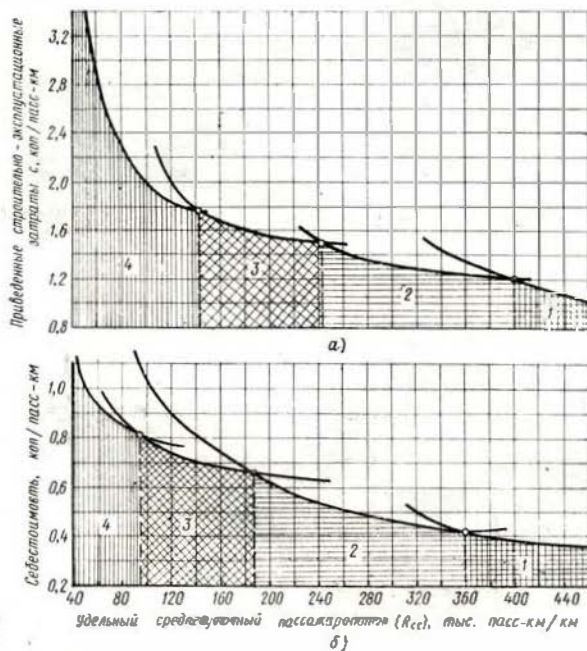


Рис. 1. Рациональные области применения метрополитенов различных классов в зависимости от величины удельного среднесуточного пассажиропотока:

а — зависимость приведенных строительно-эксплуатационных затрат от величины удельного среднесуточного пассажиропотока; б — то же, себестоимости перевозок; области применения метрополитена: 1 — класс I экспресс-метрополитена; 2 — класс II; 3 — облегченный тип (класс III); 4 — легкий тип (класс IV)

(I класс) целесообразно при  $R_{ср}$  свыше 360 тыс. пасс-км/км, метрополитенов (II класс) при  $R_{ср}$  от 185 до 360 тыс. пасс-км/км, метрополитенов облегченного типа (III класс) при  $R_{ср}$  от 90 до 185 тыс. пасс-км/км и метрополитенов легкого типа (IV класс) при  $R_{ср}$  от 40 до 90 тыс. пасс-км/км.

В городах с населением от 0,5 до 1 млн. жителей в зависимости от различной планировочной структуры можно ожидать величину удельного пассажиропотока от 40 до 160 тыс. пасс-км/км и, следовательно, в этих городах эффективно метрополитены только легкого (IV класс) и облегченного (III класс) типов; при числе жителей от 1 до 1,5 млн. и величине удельного пассажиропотока от 160 до 280 тыс. пасс-км/км, становится экономически выгодным применение метрополитенов как облегченного типа, так и II класса. В городах с численностью населения от 1,5 до 3 млн. эффективно использование метрополитенов II класса, так как удельный пассажиропоток может изменяться в зависимости от градостроительных условий от 280 до 300 тыс. пасс-км/км. Если число жителей превышает 3 млн., удельный пассажиропоток на отдельных направлениях может составлять более 360 тыс. пасс-км/км, что подтверждает целесообразность применения экспресс-метрополитена.

Используя зависимость себестоимости от величины удельного пассажиропотока для различных классов метрополитена (см. рис. 1) и формулу

$$C_{б.у} = \frac{C_T}{I_{ср}},$$

где  $C_{б.у}$  — безубыточная себестоимость перевозок, коп/пасс-км;

$C_T$  — тариф перевозки 1 пассажира, коп/пасс;

$I_{ср}$  — средняя дальность поездки, км,

можно определить необходимые величины безубыточных пассажиропотоков при различных дальностях поездки (рис. 2).

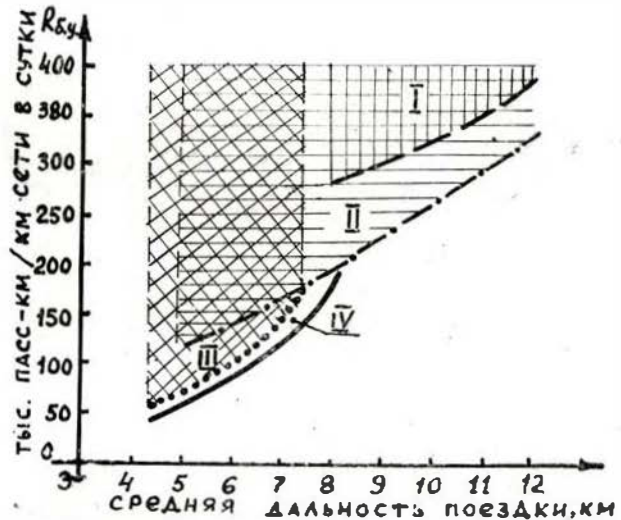


Рис. 2. Графики определения величин безубыточных пассажиропотоков  $R_{б.у}$  при различной дальности поездки: I — область значений безубыточной работы экспресс-метрополитена (класс I); II — класс II; III — облегченный тип (класс III); IV — легкий тип (класс IV)

Рациональная протяженность сети метрополитена различных классов может быть получена из выражения:

$$L_{мт} = \frac{P \cdot I_{ср} \cdot \gamma_{мт}''}{R_{б.у}},$$

где  $P \cdot I_{ср}$  — расчетное число пасс-км на всех видах транспорта;

$\gamma_{мт}''$  — удельный вес метрополитена в общем числе пасс-км

(в зависимости от протяженности сети можно принять: при  $L_{мт}=10 \div 15$  км —  $\gamma_{мт}''=0,15 \div 0,2$ ;  $L_{мт}=15 \div 25$  км —  $\gamma_{мт}''=0,2 \div 0,3$ ;  $L_{мт}=25 \div 40$  км —  $\gamma_{мт}''=0,3 \div 0,4$ ;  $L_{мт}=40$  км и более  $\gamma_{мт}''=0,4 \div 0,6$ ).

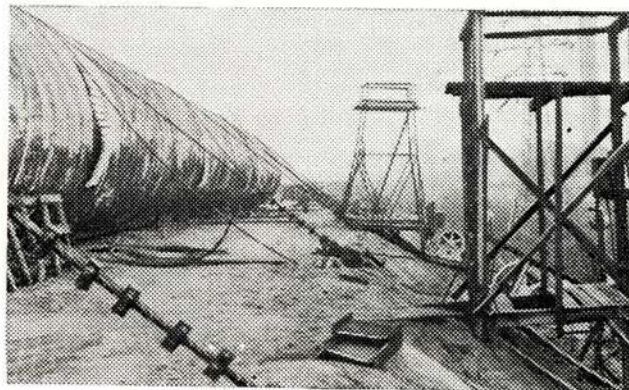


Анализ вариантов скоростного транспорта, предлагаемых в Комплексных транспортных схемах Иркутска, Красноярска, Омска, Челябинска, Уфы, Перми, Ростова-на-Дону, Ярославля, Одессы, Днепропетровска и других городов с населением от 0,8 до 1 млн. показывает, что строительство в них линий «скоростного» трамвая не решает проблемы транспортных сообщений. Во многих городах после 2000 г. число жителей превысит 1 млн., пассажиропотоки на отдельных направлениях составят уже 24—30 тыс. пассажиров в час «пик». Вследствие роста автомобилизации резко увеличится интенсивность движения транспорта на улично-дорожной сети и возникнет необходимость переустройства линий скоростного трамвая для строительства дорогостоящих линий скоростного трамвая и последующая их реконструкция потребует капитальных вложений в 1,3—1,5 раза больших, чем на сооружение линий метрополитена III и IV класса. Конечно, это не означает, что линии метрополитена необходимо сооружать во всех городах с населением 0,5 млн. жителей. Необходимо проектировать ли-

нии метрополитена IV класса в городах с населением свыше 0,5 млн. и заранее резервировать полосы их трассы с тем, чтобы не допустить в последующем ее застройки и занятия коммуникациями, переустройство которых резко удорожает строительство, а в отдельных случаях требует прокладки линий в тоннелях глубокого заложения. Начало же строительства метрополитена следует планировать на отдаленную перспективу, когда развитие города приведет к градостроительным условиям, соответствующим применению скоростного транспорта большой провозной способности. В переходный период нужно предусматривать капитальные вложения для проведения мероприятий по совершенствованию улично-дорожной сети, строительству скоростных автомобильных дорог и пересечений в разных уровнях, а также развитию всех видов уличного общественного транспорта.

Таким образом, долгосрочное планирование строительства и развития метрополитенов в городах различной величины позволит обеспечить их рациональное применение и получить значительный экономический эффект.

## Из фотохроники строительства пускового Краснопресненского радиуса



Сооружение тоннелей на участке пересечения деривационного канала потребовало опускания двух труб диаметром 5,5 м длиной 88 м каждая для пропуска воды.

На снимках показан процесс перемещения труб с помощью понтонов для установки их в проектное положение. Работы выполнялись коллективами участка СМУ-3 Мосметростроя (начальник участка А. Манюнов) и отряда № 3 Подводрестроя (начальник участка К. Сальшино).



## СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ НА ЭЦВМ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СТЕРЖНЕВОЙ МОДЕЛИ

А. БОГОРОДЕЦКИЙ, О. ТАНАНАЙКО,  
кандидаты техн. наук

**В** СОВРЕМЕННОМ тоннелестроении значительное место занимают железобетонные обделки с поперечным сечением в форме прямоугольника или близким к этому очертанию. Если притом образующие обделку элементы имеют сплошное сечение с неизменной толщиной в пределах определенных участков длины сооружения, то такие конструкции можно, с позиций строительной механики, причислить к призматическим оболочкам.

Они характерны для тоннелей, сооружаемых в открытом котловане и, кроме того, — тоннелей для развязки движения на пересечениях транспортных магистралей, береговых участков подводных тоннелей, подземных пешеходных переходов и т. п. К ним принадлежит также большинство известных разновидностей погружных секций, широко используемых в последние годы при строительстве русловых участков подводных тоннелей.

Исследование статической работы этих подземных сооружений требует учета пространственного характера напряженно-деформированного состояния их конструкций во взаимодействии с окружающей средой.

Попытки непосредственного решения пространственной задачи для рассматриваемых статических систем до последнего времени наталкивались на почти непреодолимые трудности (построение адекватной расчетной модели, алгоритмизация ее расчета, численная реализация этого алгоритма), в связи с чем в подавляющем большинстве случаев проектировщики предпочитают использовать «обходной путь».

Пространственный расчет конструкций заменяется при этом расчетами в рамках плоского напряженного состояния, выполненными для двух взаимноперпендикулярных направлений: поперек и вдоль оси сооружения.

«Поперечная» расчетная схема принимается в виде замкнутой рамы соответствующего очертания и числа пролетов, имеющей ширину  $l$  м вдоль оси сооружения.

Расчет в продольном направлении проводят чаще всего, заменяя реальную конструкцию балкой, лежащей на упругом основании или находящейся в других условиях опирания.

Перспективным представляется также более строгий подход к исследованию статической работы тоннеля в продольном направлении с учетом фактической гибкости

конструкций и разнообразия свойств окружающего его грунта. Задача о напряженном состоянии совместной системы конструкций тоннеля и грунта решается в этом случае приближенно методом конечных элементов (МКЭ). Реально слоистая окружающая среда рассматривается как упругая полуплоскость с различными для разных ее областей значениями модуля деформации и коэффициента Пуассона, а конструкция заменяется сплошной прямоугольной областью эквивалентной жесткости (рис. 1). За-

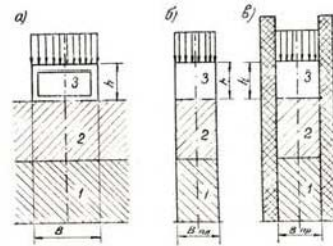


Рис. 1. Расчетная схема плоской конструкции в упругой среде при решении методом конечных элементов (МКЭ):

$a$  — реальная пространственная система;  $б$  — вариант плосконапряженного состояния — ПНС;  $в$  — вариант плоской деформации — ПД; 1 — подстилающий слой; 2 — слой, непосредственно залегающий под тоннелем; 3 — конструкция тоннеля; 4 — абсолютно гладкие жесткие граничные стенки

дача решается в двух вариантах: плосконапряженного состояния — ПНС и плоской деформации — ПД. Напряженно-деформированное состояние действительной конструкции и осадки основания под ней определяются как промежуточные между ПНС и ПД.

Расчет, основанный на рассмотрении решения двух плоских задач (поперечной и продольной), дает определенное представление о распределении усилий в конструкции. Но он может оказаться недостаточным при значительной ширине тоннеля, при резко изменяющихся нагрузках или необходимости учета стесненности деформаций, когда напряженное состояние конструкции является существенно пространственным.

Во всех подобных случаях требуется выполнение пространственных расчетов, в комплексе учитывающих все факторы, влияющие на действительное напряженно-деформированное состояние конструкций.

Одна из первых попыток пространственного расчета конструкций тоннеля мелкого заложения была предпринята в 1971 г. в МИИТе О. Андреевым и В. Храповым, которые в своем подходе к исследованию статической работы погружной (опускной) секции подводного тоннеля использовали методику проф. А. Александрова.

Согласно этой методике нормальные перемещения и функции напряжений пластин, образующих конструкцию, раскладываются в ряды по синусам в продольном направлении. Такому же разложению подвергается внешняя нагрузка, после чего расчет на каждую из ее гармоник производится в форме метода перемещений.

Одна из возможностей достаточно полно отразить объемное напряженное состояние системы «тоннель — окружающая среда» с учетом фактических условий опирания и загрузки состоит в замене реальной конструкции (призматическая оболочка) дискретной стержневой моделью — пространственной рамой (рис. 2).

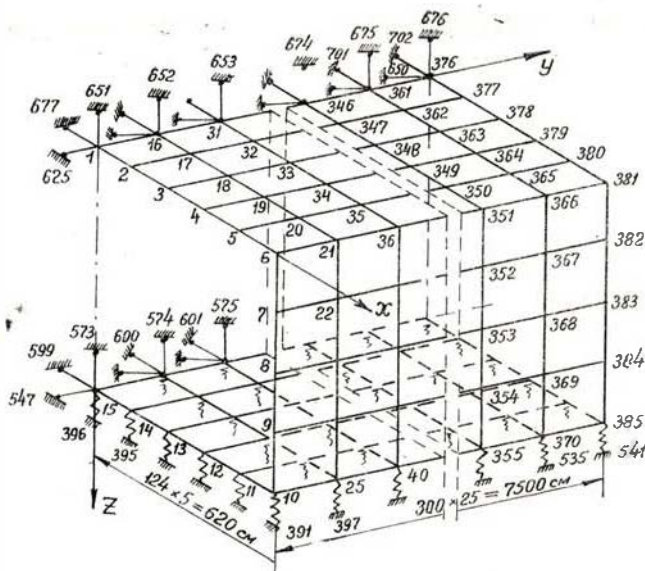


Рис. 2. Стержневая модель сѣкции Канонерского тоннеля

Теоретической основой такой замены служат одни из первых вариантов теории тонкостенных оболочек.

Численная реализация расчетов по схеме стержневой модели не представляет принципиальных затруднений ввиду наличия в ряде проектных организаций типовых программ для расчета пространственных стержневых систем с большим количеством узлов и стержней. Одна из таких программ — АПР-5 («Автоматизация проектных расчетов»), разработанная в Ленпроекте под руководством Ю. Клемперта, — применена авторами данной статьи к расчету конструкции железобетонной погружной сѣкции Канонерского подводного тоннеля (рис. 3).

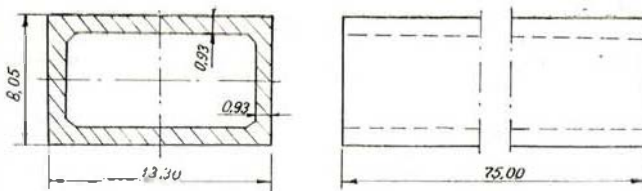


Рис. 3. Конструктивная схема сѣкции

В программе реализован метод перемещений, причем в каждом узле учитываются все шесть степеней свободы (по три линейных смещения и угла поворота). Расчет производится за один прием на несколько вариантов нагружения, в которых наряду с узловыми силами учитываются сосредоточенные и распределенные нагрузки, приложенные по длине стержней. Программа формирует в машине «ленточную» матрицу системы и столбец свободных членов, после чего происходит обращение к подпрограмме решения системы уравнений высоких порядков.

Расчет стержневой модели сѣкции Канонерского тоннеля производится с выводом на печать всех линейных смещений и углов поворота узлов, а также всех усилий (двух изгибающих моментов, двух поперечных сил, крутящего момента и нормальной силы) в каждом стержне и реакций в каждом узле, связанном с упругим основанием.

Расчетному анализу подвергалось 14 основных вариантов нагружения сѣкции, соответствующих характерным этапам строительства и эксплуатации тоннеля. Одновременно было исследовано влияние на статическую работу этой, а также некоторых близких ей по типу конструкций, абсолютных и относительных характеристик податливости среды в основании и по бокам тоннеля, а также расчетных величин активного бокового давления.

Во всех случаях время решения системы уравнений метода перемещений, благодаря использованию ленточной структуры матрицы, не превосходило 25 мин. (вместо нескольких часов, которые могли бы потребоваться при решении без учета особенностей этой структуры).

## ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ РАСЧЕТА ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

А. ОГУЛЬНИК, инженер

ОДНИМ из направлений совершенствования подземных сооружений является улучшение методов их расчета, более полно отражающих реальное взаимодействие конструкции с окружающим массивом, и широкое использование вычислительной техники. Применение аппарата строительной механики для расчета статически неопределимых систем типа «обделка — порода» предполагает упрощенное представление сплошной среды, позволяющее заменить дифференциальные уравнения механики сплошной среды алгебраическими, решаемыми на ЭВМ. Сплошная среда воспроизводится стержнями (метод Метрогипротранса) или элементами конечных размеров (метод конечных элементов). В методе конечных элементов механические свойства каждого элемента для упругой изо-

тропной среды выражены двумя показателями — модулем упругости  $E$  и коэффициентом Пуассона  $\mu$ , а для упругой анизотропной среды — пятью. Получаемые в результате разбивки элементы с независимыми механическими свойствами вплотную примыкают один к другому и шарнирно скреплены в вершинах, образуя узловые точки. Элементы для плоской задачи обычно имеют 3- или 4-угольную форму, а для пространственной выполняются в виде призм или параллелепипедов. Все виды нагрузок заменяют осредненными эквивалентными и прикладывают в узловых точках. Такая расчетная схема позволяет учесть различные свойства материала обделки и окружающей среды, в том числе ее неоднородность, анизотропию, структурное строение и т. д.



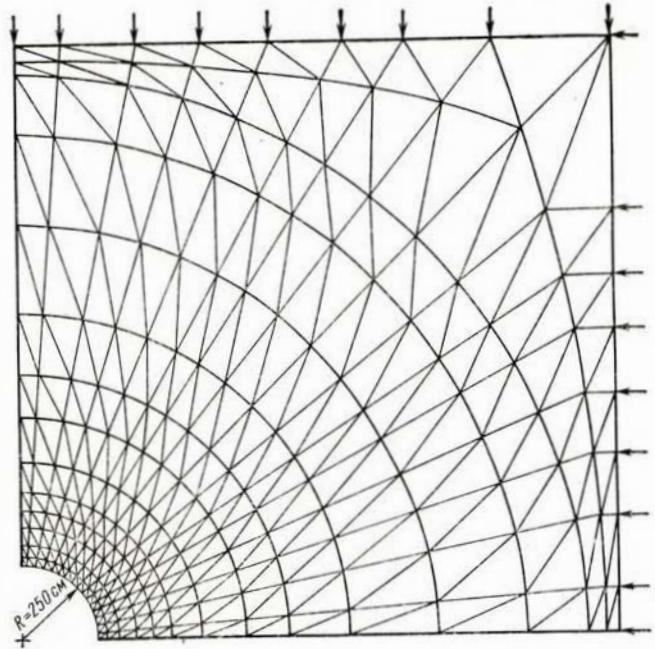
Представление сплошной среды отдельными элементами или стержнями и узловой передачей нагрузок сближает методы конечных элементов и разработанные Метрогипротрансом. Размеры элементов и число стержней в них выбираются произвольно.

Для сокращения числа неизвестных и упрощения вычисления систем уравнений в матричной форме расчетная схема метода конечных элементов обычно решается способом перемещений.

Уравнение равновесия этого метода получено из определения минимума потенциальной энергии системы и представляет собой равенство матрицы внешних сил произведению матрицы жесткости системы и искомой матрицы перемещений. Основным этапом в расчете является получение матрицы жесткости отдельных элементов, которая устанавливает соотношение между узловыми силами и перемещениями по направлению действия этих сил. Матрицы жесткости составляют в присущей только данному элементу системе координат, при этом число независимых перемещений рассматриваемого элемента равно числу его степеней свободы. Так, матрица жесткости произвольного 3-угольного изотропного элемента имеет 6-й порядок, 4-угольного — 8-й и т. д. Матрица жесткости всей системы находится в результате последовательного объединения матриц жесткости отдельных элементов, переводимых в общую систему координат. Характеристики перемещений узловых точек задаются заранее; обычно принимают линейные перемещения, исходя из условий соблюдения совместности деформаций внутри элемента и на его контуре. Величины перемещений узловых точек находят при решении системы уравнений на ЭВМ, получаемой после выбора сетки разбивки, составления матрицы внешних сил и общей жесткости. Имея зависимость между напряжениями и деформациями в форме обобщенного закона Гука и уравнения связи между деформациями и перемещениями, можно найти величины напряжений, постоянные в пределах каждого элемента и разрывные на его гранях. Точность полученного решения зависит от характера разбивки рассчитываемой конструкции и породного массива, при этом чем мельче разбивка, тем выше точность получаемого решения. Очевидно, что на участках наиболее явно выраженных концентраций напряжений, например, в углах, местах резкого изменения жесткости и т. д., необходимо иметь более густую сетку разбивки. Так как увеличение числа элементов приводит к повышению порядка систем линейных уравнений с постоянными коэффициентами, то выбору числа элементов, их форме и расположению следует уделять особое внимание.

Рациональный выбор вариантов разбивки может быть проверен сравнением с известными существующими точными решениями, например, теории упругости. Обычно расчет производят при нескольких вариантах разбивки, и по сходимости полученных решений оценивают их точность.

В приведенном примере расчета (см. рисунок) обделка кругового очертания и окружающий ее горный массив разбиты на 225 треугольных элементов. Более густая сетка разбивки принята около контура тоннеля, а горное давле-



ние задано в виде эквивалентных нагрузок на бесконечности. Сравнение результатов расчетов показало, что метод конечных элементов по сравнению с обычными методами позволяет в ряде случаев уменьшить количество арматуры по сечению до 25%.

При проектировании мощного свайного фундамента над доковой частью тоннеля Марсей в Ливерпуле методом конечных элементов произвели оценку напряжения в зоне, прилегающей к тоннельной обделке, и выбрали окончательное расположение свай и фундаментной плиты.

Метод конечных элементов является приближенным и может быть широко использован для расчета самых разнообразных подземных конструкций. Он позволяет учитывать значительно большее число факторов, чем метод Метрогипротранса (в основном за счет придания каждому элементу индивидуальных свойств), в частности неоднородность конструкции обделки, появление в ней трещин, зон неупругих деформаций и т. д. Породные условия окружающей среды могут быть заданы с учетом ее структурных и фильтрационных свойств, а также характеристик материала заполнения трещин. Этот метод оценивает неоднородность породной среды и наличие в ней различных сооружений, например, пройденных рядом тоннелей, водонепроницаемых фундаментов и т. д. Его применяют также при решении задач по динамике подземных сооружений.

Расчет методом конечных элементов подземных конструкций, в том числе и обделок тоннелей метрополитена, способствует повышению их надежности.



# О ГОРНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЯХ БОЛЬШОЙ ПРОТЯЖЕННОСТИ

В. ПИКУЛЬ, канд. техн. наук

На строящейся в нашей стране Байкало-Амурской магистрали предстоит проложить два крупных тоннеля: Байкальский и Северомуйский. Первый длиной почти семь километров, второй — более пятнадцати.

Тенденция к увеличению длины железнодорожных тоннелей все четче прослеживается в мировой практике строительства. Возрастающее в различных странах число таких тоннелей обусловлено как повышенным эксплуатационным показателем, так и освоением новых более сложных топографических районов.

С позиций строительства тоннелей БАМа наиболее интересным представляется опыт Японии, где интенсивно ведется сооружение железнодорожных тоннелей, включая уникальные по протяженности. В публикуемом ниже обзоре зарубежной периодической печати приводятся данные, относящиеся преимущественно к современному японскому опыту тоннелестроения.

СРЕДИ существующих в зарубежных странах горных железнодорожных тоннелей, сооруженных в конце прошлого — начале нынешнего века, имеются уникальные по протяженности. Это Мон-Сенис длиной 12,8 км, Сен-Готард — 15 км, Симплон — 19,8 км, Лечборг — 14,6 км, Каскад — 12,5 км, Б. Апенинский — 18,5 км. Эти сооружения и в настоящее время представляют большой технический интерес, как доказательство возможности постройки очень длинных горных тоннелей, зачастую в исключительно сложных инженерно-геологических условиях, в крайне сжатые (учитывая технический уровень тоннелестроения того периода) сроки.

Во многих зарубежных странах продолжалось и продолжается освоение более сложных железнодорожных трасс с постройкой многочисленных тоннелей нового типа под электрифицированную тягу и для высокоскоростного движения. Особое место в этом отношении заняла Япония. События последнего времени на Ближнем Востоке и связанный с ними топливный кризис вызвали в капиталистических странах Европы и Америки своего рода протрезвление и они вновь обратили основное внимание на развитие средств массового (железнодорожного), а не индивидуального транспорта. В США недавно ассигнова-

ны значительные суммы на строительство новых скоростных железнодорожных линий. Во Франции, Италии, Норвегии, ФРГ и др. странах сооружаются линии с большим числом тоннелей, в том числе большой протяженности. Так, можно упомянуть построенные за последнее десятилетие в Норвегии железнодорожные тоннели Квинхейя длиной 9064 м, Хегебостад — 8474 и самый длинный в Скандинавии двухпутный железнодорожный тоннель Лиэрасен — 10,7 км, пущенный в эксплуатацию в конце 1973 г. (продолжительность его строительства заняла около 8 лет).

В США сооружается 11,2-км горный железнодорожный тоннель Флатхед, аналогичный по сечению самому длинному в США 12,5-км однопутному Каскадному тоннелю. Сооружаемый тоннель интересен высокими показателями скорости проходки буровзрывным способом (до 350—400 м/мес) и параметрами вентиляции (в т. ч. под тепловозную тягу).

Симптоматично недавнее высказывание министра транспорта Италии Прети об отказе от строительства на ближайшие 5 лет автострад и улучшении железнодорожного сообщения.

В настоящее время в Италии сооружают 258-км двухпутную железнодорожную линию Рим—Флоренция, рассчитанную на скорость движения в 250 км/час. Эта электрифицированная линия пересекает местность с гористым рельефом, где ведется сооружение тоннелей общей протяженностью более 71 км (достигающей 31% длины сооружаемого участка).

Двухпутные тоннели наибольшей длины сооружают у Сен-Донато — 10,7 км и у Орте — 9,5 км. В тоннеле Сен-Донато проходку ведут тоннелепроходческой машиной Роббинс диаметром около 11 м со скоростью до 30 м в сутки.

По объему строительства железнодорожных тоннелей Япония опережает другие зарубежные страны. Это строительство ведется в Японии по заранее разработанным программам, которые выполняются достаточно четко. Уже выполнены две пятилетние программы и в настоящее время завершается так называемая удлиненная программа, по которой должно быть введено в строй примерно 900 новых железнодорожных тоннелей общей протяженностью около 720 км. Из них в системе национальных железных дорог сооружают 600 новых тоннелей общей протяженностью около 460 км (не считая тоннелей метрополи-

тенов), а по 10-летнему плану японской железнодорожной строительной корпорации еще примерно 260 км тоннелей.

Только на линии Новая Токайдо (протяженностью 515 км) между Токио и Осака за пятилетие построено 67 тоннелей. Насыщенность некоторых линий такова, что параллельные тоннели строят в два и в три ряда. Например, строительство двухпутного тоннеля Атами на линии Новая Токайдо пришлось вести в непосредственной близости между двумя действующими тоннелями.

С позиций строительства тоннелей Байкало-Амурской магистрали, опыт Японии представляется наиболее интересным в нескольких аспектах. Япония осуществляет комплексное сооружение скоростной железнодорожной магистрали вдоль всей страны с большим числом тоннелей и других искусственных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях и районах, подверженных

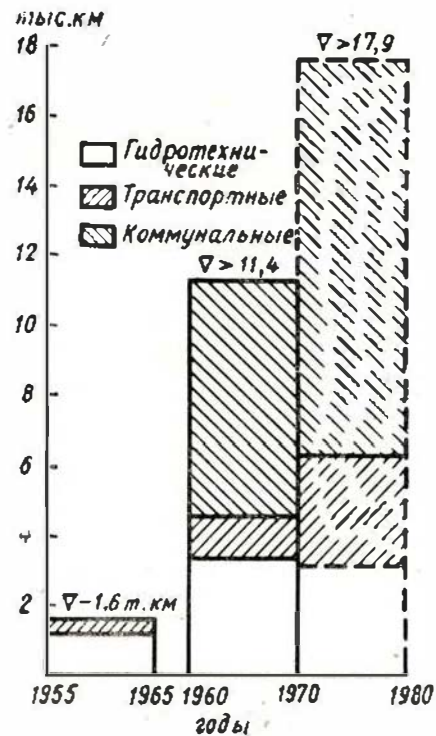


Рис. 1. Интенсивность строительства тоннелей за рубежом (в США и Западной Европе)



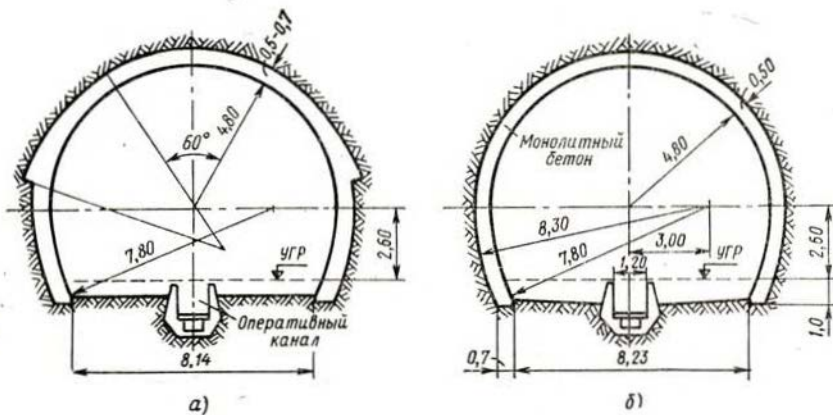


Рис. 2. Типовые сечения тоннелей на Японских скоростных железных дорогах: а) Новая Токайдо; б) Новая Санъё

сейсмическим проявлениям, напоминающим условия строительства БАМа. Учитывая относительно территориальную близость и сотрудничество нашей страны с Японией в развитии некоторых районов Дальнего Востока, изучение японского опыта, а тем более сотрудничество в области строительства тоннелей БАМа, представляется достаточно логичным. Тенденция к увеличению длины железнодорожных тоннелей хорошо прослеживается на опыте Японии. Если судить по скоростной линии Новая Токайдо (Токио—Осака), построенной в 1959—1964 гг., то средняя длина горных железнодорожных тоннелей составляет около 1 км; в 1967—1972 гг. на первом участке скоростной линии Новая Санъё (Осака—Окаяма) средняя длина достигла 1,8 км (самый длинный тоннель 16,2 км), а на сооружаемом (1970—1975 гг.) втором участке линии Санъё (Окаяма—Хаката) средняя длина приблизится к 2 км (самый протяженный тоннель 18,6 км).

Таким образом, строительство длинных железнодорожных (и автодорожных) тоннелей является в настоящий период закономерным. Эффективность его зависит от уровня развития тоннельной техники, чему за рубежом уделяется большое внимание. Современные показатели и масштабы тоннельного строительства за рубежом достигнуты благодаря созданию и совершенствованию новой тоннелепроходческой техники высокопроизводительных машин, призванных сменить циклический буровзрывной метод непрерывным механизированным, механизированным щитов и модернизации оборудования для проходки тоннелей буровзрывным методом с новыми типами обделок.

В ближайшей перспективе за счет внедрения новой высокоэффективной техники в некоторых странах предполагается увеличить скорость проходки в скальных породах в ряде случаев на 75% и снизить стоимость от 30 до 60%. Разумеется, эти данные не могут быть приняты как вполне реальные и обоснованные — они требуют специального анализа и изучения.

Представляют интерес подготовительные работы и, в частности, геологоразведочные. В связи с огромными трудностями разведки длинных тоннелей в негостеприимной местности, этому, в частности,

в Японии уделяется большое внимание. Геологические изыскания ведутся с большей тщательностью и занимают иногда значительный период. В Японии широко применяются геофизические методы разведки, в зависимости от данных которых (от скоростей распространения сейсмических волн) установлено 6 основных типовых методов проходки горных тоннелей: сплошным забоем, грнбовидным сечением, полусечением с нижней штольной, уступным забоем, кольцевым разрезом с нижней центральной штольной и кольцевым разрезом с боковыми штольнями. Эти методы позволяют сооружать тоннели практически в любых породах — от скальных до неустойчивых, включая зоны разломов и большие притока грунтовых вод. Однако при разведке трасс протяженных тоннелей полных данных о геологии и, особенно, гидрогеологии (грунтовых водах) рассматриваемые методы не дают. Поэтому в настоящее время при изыскании трассы длинного тоннеля (подводный тоннель Сейкан протяженностью 54,2 км, проходящий в осадочных породах со сбросами, срок строительства которого определен в 7 лет) применяют горизонтальные скважины по направлению продольной оси тоннеля. Диаметр скважин составляет от 35 до 2500 мм, длина — от нескольких сот до нескольких тысяч метров. Специальные буровые установки (фактическая скорость бурения скважин  $\varnothing 190$  мм составила 22 м/час) позволяют производить бурение скважин без искривления их под воздействием силы тяжести. Работы по изучению геологии тоннеля различными методами и ее уточнению ведутся уже около 10 лет. Большое внимание за рубежом уделяется замене циклического буровзрывного метода проходки непрерывным — тоннелепроходческими машинами (в слабых породах в сочетании со щитами) на полное сечение.

Успешно применены тоннелепроходческие машины типа Роббинс (наиболее отработанные за рубежом) больших диаметров — 10—12 м в США, во Франции, Англии, Пакистане, Италии, Швейцарии. В настоящее время для сооружения двух параллельных 2-км автодорожных тоннелей в Швейцарии изготавливаются крупнейшие проходческие щиты  $\varnothing 12,2$  м, в которые встроены мощный (привод 5300 л. с.) тоннельный экскаватор.

В конце 1973 г. в Швейцарии закончено строительство железнодорожного тоннеля Хейтерсберг длиной 4920 м. На подходов участках в открытой выемке были уложены, с последующей засыпкой, относительно короткие однопутные параллельные тоннели. В основной части двухпутного тоннеля диаметром 10,6 м проходку вели машиной Роббинс.

Таким образом, можно констатировать, что в настоящее время даже крупные по сечению выработки (типа двухпутных железнодорожных тоннелей) могут разрабатываться полностью механизированным способом. Мировой опыт тоннелестроения свидетельствует что на однопутных участках железнодорожных линий сооружаются как однопутные (с последующим сооружением второго однопутного тоннеля при вводе второго пути), так и двухпутные тоннели (на перспективу ввода второго пути на линии), а на двухпутных линиях, как правило, только двухпутные тоннели.

Назначение двух параллельных однопутных тоннелей на двухпутной линии требует особого обоснования, так как в практике тоннелестроения может иметь место лишь при исключительно неблагоприятных инженерно-геологических условиях. Даже в этих случаях при современных методах и высокой технике строительства за рубежом стремятся обосновать вариант двухпутного тоннеля. Так, при сооружении скоростных железнодорожных линий в Японии габариты двухпутных тоннелей имеют увеличенные, пропорционально принятым скоростям движения, размеры.

В таблице 1 приведены некоторые данные по типовым сечениям двухпутных железнодорожных тоннелей в Японии, из которой видно, что на скоростных линиях расстояния между осями путей и, следовательно, сечения тоннелей, увеличивают соответственно возрастанию скорости.

Таблица 1

Максимальная скорость движения, км/час	Расстояние между осями путей, м	Расстояние между корнями самих вагонов, м	Минимальный зазор, м	Пролет свода, м	Высота, м
До 100	3800	400	195	8510	6151
200 (Новая Токайдо)	4200	800	50	9500	7850
250 (Новая Санъё)	4300	900	> 100	9600	8200

Продолжением скоростной линии Новая Токайдо является рассчитанная еще на более высокие скорости линия Новая Санъё, первый участок которой между Осакой и Окаямой введен в эксплуатацию в 1972 г., а второй, между Окаямой и Хакатой, должен быть пущен в 1975 г. Трасса насыщена большим количеством искусственных сооружений, что потребовало предварительного проведения сложного комплекса изыскательских и научно-исследовательских работ (отчисления на научные исследования в 1966 г. составили 7% от всех ассигнований на строительство железных дорог в Японии). Техническая сложность этой более чем 1000-км скоростной ма-



гнстрали характеризуется данными табл. 2.

Таблица 2

Элементы трассы	Новая Токайдо		Новая Санъё			
	Токио—Окаяма 1959—1964 гг.		Осака—Окаяма 1967—1972 гг.		Окаяма—Хаката (строится)	
	км	%	км	%	км	%
Вся трасса	515,8	100	161,3	100	398	100
Земляное полотно	274,3	53	16,7	10	90	23
Эстакады	115,8	23	70,2	44	81	21
Мосты	57,1	11	17,9	11	14	3
Тоннели	68,6	13	67,0	35	210	53

Из сопоставления видно, какой большой удельный вес тоннелей приходится на новую линию Санъё: сооружаемый почти 400-км участок Окаяма—Хаката этой трассы более чем наполовину проходит под землей (что превышает расстояние от Москвы до Тулы).

Линия Новая Санъё включает многие железнодорожные тоннели большой протяженности. На участке Осака—Окаяма построено 32 тоннеля, среди которых крупнейший двухпутный тоннель Рокко протяженностью 16,2 км, тоннели Кобе длиной 7,9 км, Хосака — 7,6 км, Аион — 3,9 км, Таканукаяма — 3,3 км. Строительство этого участка было начато с тоннеля Рокко, законченного в октябре 1970 г. Этот тоннель имеет бетонную обделку пролетом 9,6 м. В зависимости от горного давления толщина свода в замке находится в пределах от 0,5 до 0,7 м. Около 40% тоннеля сооружали в сложных гидрогеологических условиях. Ши-

рина междупутья составляет 4,3 м с учетом центрального оперативного канала сечением 1,2X1,2 м.

Тоннель Рокко имеет руководящий уклон в 10‰ при двускатном продольном профиле и включает кривую радиусом 5000 м.

Между Окаямой и Хакатой намечено 111 тоннелей, из которых 24 будут иметь длину более 3 км, а 14 — более 5 км. Крупнейшим из них является тоннель Канмон протяженностью 18,6 км. Он трассирован на кривых и имеет подводный участок. Чтобы ускорить сооружение этого тоннеля, он был разбит на семь самостоятельных участков, обслуживаемых шестью наклонными и одной вертикальной шахтами. Все тоннели длиной более 5 км имеют промежуточные шахты, позволяющие разбить их на относительно короткие строительные участки. По графику строительство каждого из тоннелей не должно превышать 4 года.

Для скоростной магистрали Токио—Хаката характерно отсутствие крупных уклонов (на линии Новая Токайдо они не превышают 20‰, Новая Санъё — 15‰), кривых малого радиуса как в плане (на Новой Токайдо радиус кривизны не менее 2500 м, Новой Санъё — 4000 м), так и в профиле (Новая Токайдо — 10 000 м, Новая Санъё — 15 000 м), пересечений в одном уровне.

Значительное увеличение скорости движения и грузоподъемности требует уширения железнодорожной колеи, поэтому на новых скоростных линиях принята колея в 1435 мм, вместо узкой на старых дорогах. Эта тенденция сохраняется и для рельсового транспорта будущего: на скоростной системе БАРТ ширина колеи принята в 1680 мм, в некоторых проектах предлагается и шире.

Однако без изменения обычных методов тяги предельная скорость по сцеплению ограничивается 370 км/час (а при влажных рельсах 320 км/час). С вводом тоннеля под Ла-Маншем предполагается по программе «Европолитен» создать в Европе международную сверхскоростную железнодорожную магистраль Лондон — Брюссель — Париж — Лион — Цюрих — Милан — Болонья — Флоренция — Рим — Неаполь с тоннелями (включая новый базисный Сен-Готардский и другие Альпийские тоннели), отвечающими условиям движения до 250 км/час. Вместе с тем, очевидно, что перевод железнодорожных линий на сверхскоростное движение целесообразен только для отдельных направлений и в основном, как это обосновано для условий СССР, можно ограничиться скоростями до 100—120 км/час, т. е. обойтись без переустройства плана и профиля линий вместе с имеющимися на них тоннелями.

Распределение тоннелей различного назначения, сооруженных за рубежом в период 1955—1965 гг., по площади поперечного сечения показывает, что наибольшее их количество имело последнее от 7 до 15 м<sup>2</sup>, эквивалентное диаметрам от 3 до 4,3 м. Изучение этих параметров было предпринято американскими специалистами-промышленниками в связи с разработкой и началом усиленного внедрения тоннелепроходческих машин. В последующие годы среднее сечение претерпело изменения в сторону увеличения — от 65 м<sup>2</sup> (Западная Европа) до 74 м<sup>2</sup> (США). В настоящее время наблюдается тенденция к небольшому уменьшению средней площади поперечного сечения транспортных тоннелей (примерно до 64—56 м<sup>2</sup>) и увеличению коммуникационных (до 5,8—14 м<sup>2</sup>).

## Уважаемые читатели!

ПОДПИСКУ НА ИНФОРМАЦИОННЫЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ СБОРНИК

«МЕТРОСТРОЙ»

на 1975 год

можно оформить со 2-го номера в агентствах «Союзпечати».

Индекс сборника «Метрострой»  
во всесоюзном каталоге «Союзпечати» 70572.