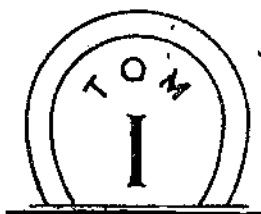


В. П. ВОЛКОВ, Л. В. ВОРОНЕЦКИЙ, Г. Г. ЗУРАБОВ и О. Е. БУГАЕВА,
А. М. МАЗУР, С. Н. НАУМОВ, В. Л. НИКОЛАИ, Э. Г. САКЕЛАРОВ

Д Е П

Абзацы
покупу работы

ТОННЕЛИ



ПРОЕКТИРОВАНИЕ

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА БССР

Под общей редакцией
В. П. ВОЛКОВА

Допущено
Всесоюзным комитетом по делам
высшей школы при СНК СССР
в качестве учебника для вузов
железнодорожного транспорта

27.08.56, 08
РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА БССР

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА БССР



ГОСУДАРСТВЕННОЕ
ТРАНСПОРТНОЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЕ
ИЗДАТЕЛЬСТВО
Москва 1945

В книге рассматриваются изыскания, конструкции, проектирование, расчёт и постройка тоннелей различных видов и назначений. Книга выходит в двух томах.

Книга допущена Всесоюзным комитетом по делам высшей школы при СНК СССР в качестве учебника для вузов железнодорожного транспорта.

Цена 23 руб.

Переплёт 2 руб.

Редактор А. Е. Вичерзин
Техн. редактор Д. М. Юдзон
Переплёт и титульный лист
по рисунку художника А. К. Андриас

Сдано в набор 14/IX 1945 г.
Подписано к печати 6/XII 1945 г.
Формат бумаги 72×105 $\frac{1}{16}$ д. л.
Объём 22 п. л. Уч.-изд. 33,1 л.
ЖДИЗ 31133. Зак. тип. 954.
А 25138. Тираж 6 000 экз.

1-я тип. Транскелдбиздата НКПС

После победоносного завершения войны с фашистской Германией нашей стране предстоят крупные восстановительные работы и необычайно по размеру созидательное строительство во всех областях народного хозяйства и в особенности на транспорте.

В период осуществления пятилетнего плана восстановления и развития железнодорожного транспорта немалую долю составит создание целого ряда тоннельных сооружений горных, подводных и городских всех назначений: железнодорожных, автодорожных, гидротехнических, коммунальных и специальных.

Масштабы предстоящего тоннелестроения обязывают своевременно создавать кадры квалифицированных специалистов-тоннелщиков, вооружённых современными теоретическими знаниями и практическими навыками.

Задачей настоящей книги является дать возможность учащимся изучить методы современного тоннелестроения на базе освоения и рационального использования отечественного и иностранного опыта в области изысканий, проектирования, постройки и эксплуатации тоннелей, главным образом железнодорожных.

Выпуск коллективного труда представляет первый опыт создания курса по многообразнейшим вопросам, составляющим многогранную и сложную инженерную дисциплину «тоннели», причём, по возможности, в строгой систематизированной форме. При этом ряд вопросов, не получивших ещё законченного теоретического или практического решения, в книге не рассматривается. Например, не даны указания о рациональном проектировании трассы подводных тоннелей ввиду отсутствия теоретического обоснования глубины заложения их под руслом водотока; не приведены некоторые запатентованные, но не испытанные герметические щиты для проходки тоннелей на большой глубине и т. п.

Книга выпускается в двух томах и состоит из 27 глав.

В главе I даётся принципиальная классификация тоннелей, сопровождаемая кратким историческим обзором тоннельного строительства.

В главе II рассматриваются основные вопросы инженерно-геологических исследований, направленных к обоснованию наиболее целесообразного варианта трассы тоннеля.

В главах III и IV приводятся общие принципы проектирования тоннелей. Там же даются технико-экономические соображения для выбора целесообразного варианта, освещаются вопросы геодезических работ на поверхности и под землёй с математическим обоснованием величин допускаемых погрешностей.

В главе V рассматриваются конструктивные решения обделок тоннелей горных, подводных и городских из всех применяющихся в практике строительных материалов. Особое внимание уделяется вопросам конструирования сборных обделок из крупных блоков (тубингов).

В главе VI приводится критический обзор существующих гипотез давления горных пород с группировкой их по характерным признакам. При этом изложение материала строится на ознакомлении учащихся с принципиальным подходом ряда видных исследователей к этому актуальному вопросу тоннелестроения.

Разнообразие гипотез обусловливается различием представлений отдельных авторов о характере происходящего в горном массиве, и притом вполне определённого, явления.

В конце главы делается вывод, что задача может быть наиболее правильно разрешена только на основе надлежаще поставленных в производственных условиях экспериментов; описание некоторых из них приводится.

Результаты подобных исследований и должны быть приняты для уточнённых расчётов конструкций подземных сооружений. Для предварительного же назначения конструктивных размеров обделок можно пользоваться гипотезами давления горных пород.

В главе VII указывается, что актуальными задачами современного тоннельного строительства является правильный выбор рационального очертания и размеров обделок тоннелей и снижение запасов прочности в конструкциях подземных сооружений. Последняя задача может быть успешно разрешена только при учёте всего комплекса исходных данных и местных условий, свойственных каждому проектируемому тоннелю.

Так как большинство горных железнодорожных и автодорожных тоннелей строится подковообразного очертания, то расчёту подобного типа обделок уделяется основное место в расчётной части курса.

В силу сказанного в книге даётся общий метод расчёта обделок в виде подъёмистого свода любого очертания с упруго защемлёнными пятнами и учётом упругого отпора породы.

При достаточно точном определении исходных данных принятые в этом методе расчётные предпосылки дают все возможности к значительному снижению запасов прочности, допускавшихся в обделках.

В виде частных случаев к основному расчёту подъёмистого свода выведены расчётные формулы для пологих тоннельных сводов и обделок замкнутого очертания. В заключительной части приводится краткий обзор существующих методов расчёта обделок с детальным разбором только особенностей, свойственных тому или иному методу.

В главе VIII излагаются методы предварительного назначения размеров обделок кругового очертания и последующего точного расчёта их с учётом упругости среды. При этом расположение изучаемого материала ориентирует учащихся на логически правильное развитие комплекса вопросов в соответствии со стадиями работы обделки, т. е. с учётом особенностей применяемого метода производства работ.

Особое внимание учащихся обращается на необходимость строгого разграничения этапов проектирования и принятия соответствующих по точности приёмов расчёта.

Наибольшую трудность представляет точный метод, учитывающий упругость среды. Этот метод подвергнут детальному разбору.

В главе IX рассматриваются специфические особенности проектирования гидротехнических тоннелей, при этом совершенно естественным является предварительное рассмотрение основных задач гидравлического и экономического расчётов напорных и безнапорных тоннелей.

Основное внимание учащихся концентрируется на статические расчёты обделок напорных тоннелей с учётом внутреннего давления воды и упругого отпора породы.

Для возможности использования учебного материала для практических целей большинство формул номографировано или представлено в табличной форме с приведением числового примера.

В главе X приводятся особенности расчёта тоннельных обделок, возводимых открытым способом. При этом даются схемы нагрузок, характерных для городских условий, и рассматриваются приёмы расчёта основных элементов конструкций.

Данной главой заканчивается I том курса тоннелей, посвящённый вопросам проектирования.

В главе XI излагаются методы разработки породы при помощи механизмов и машин применительно к свойствам разрабатываемых пород.

При изложении вопросов разработки породы особое внимание уделяется механизации трудоёмких процессов, правильному использованию механизмов на основе достижений стахановцев и передовиков горно-тоннельного дела. Освещаются проблемы использования электрифицированного инструмента, как наиболее производительного и экономичного, позволяющего отказаться от пневматической энергии с её громоздким оборудованием и сложной коммуникацией сжатого воздуха.

Глава XII освещает вопросы подземного транспорта, занимающего весьма солидное место по объёму и требующего надлежащего оснащения и соответствующей организации.

Работы советских конструкторов и отечественное машиностроение дали в последнее время значительное количество разнообразных типов машин для целей погрузки и перемещения породы. Описание конструкции и характеристик отечественных и зарубежных погрузочных машин составляет один из разделов данной главы.

В разделе, охватывающем откатку породы, рассматриваются все виды её, применяемые в тоннелестроении. Особое внимание уделяется описанию наших советских механизмов, как то: электровозов, лебёдок, транспортеров и пр.

Описание шахтного подъёма даётся в соответствии с его разновидностями, а именно: бадейным, клетьевым и скиповым подъёмами.

Наряду с описанием производственных процессов по погрузке, откатке и подъёму приводятся и методы расчёта их.

В главе XIII освещаются вопросы проходки вспомогательных выработок, необходимых при сооружении тоннелей, в особенности в начальные периоды строительства, как то: штолен, шахт, гезенков, бремсбергов и т. п. Там же приводятся мероприятия по водоотливу, вентиляции и освещению выработок во время производства подземных работ. Кроме обычных способов проходки шахт в главе затронуты вопросы проходки шахт бурением и с применением сжатого воздуха.

В главе XIV излагаются вопросы проходки тоннелей обычными—так называемыми, горными способами. Описанию различных способов производства работ предшествуют разделы, в которых раскрываются общие принципы возведения тоннелей горными способами, связь геологических условий и размеров сечения тоннеля с выбором того или иного, подходящего для данных условий, способа возведения тоннеля.

Центральное место в этой главе отводится систематическому изложению основных, классических, способов проходки тоннелей. При этом изменена общепринятая терминология, согласно которой отдельным способам проходки приписывались национальные названия, а вместо них введены названия, соответствующие сущности каждого способа производства работ (способ опёртого свода, полностью раскрытого профиля, опорных стен).

Наряду с этим кратко излагаются и другие способы, которые могут в подходящих условиях найти применение при строительстве тоннелей (способы: уступные, центральной штольной, летучей арки, балки-иглы, английский).

В особые разделы выделяются примеры строительства тоннелей большого сечения (напорные тоннели плотины Гувера, Ровский тоннель-канал и др.), а также приёмы возведения двухсводчатых, трёхсводчатых и многостаяжных тоннелей.

В главе XV освещаются специфические вопросы по сооружению тоннельной обделки и её гидроизоляции. Изложение начато с описания устройства кружал для различного вида кладок—каменной и бетонной; далее даны приёмы подачи бетона к месту работ с использованием механизмов.

При изложении указано на особое значение устройства оклеечной изоляции, как самой совершенной и оправдавшей себя в многочисленных подземных сооружениях.

В главе XVI рассматриваются конструкции тоннельных щитов с детальным анализом конструктивных элементов на примерах советских щитов, как выполненных на основе концентрированного опыта построек зарубежных тоннелей и опыта первого этапа отечественного метростроения. Таким образом, в книге приводятся данные о перегонных и станционных щитах, полущитах, специальных и механизированных щитах (соответственно для средних, больших и малых поперечных сечений тоннелей) с их гидравлическим и механическим оборудованием для ведения щитовой проходки и сборки обделки с кинематическими схемами механизмов при различных видах энергии, данные для статического расчёта с примером расчёта несущей конструкции.

В главе XVII в систематизированном виде излагаются методы щитовой проходки в разнообразных геологических условиях.

Особое внимание уделяется способам сооружения сборных (металлических и бетонных) обделок и их гидроизоляции.

Также подробно рассматриваются специфические особенности ведения тоннельных работ под сжатым воздухом с выделением вопросов безопасности. В конце главы даются примеры циклической организации щитовых работ на базе комплексной механизации для перегонных тоннелей и станций метрополитена.

В главе XVIII кратко описываются особые способы сооружения тоннелей при помощи больших кессонов и опускаемых секций. Материал этой главы ориентирует учащихся на необходимость составления вариантов при выборе целесообразного метода производства работ.

В главе XIX производится описание открытого способа сооружения тоннелей с подразделением на отдельные виды его в зависимости от местных условий.

В главах XX—XXIII рассматриваются искусственные приемы понижения уровня грунтовых вод, а также закрепления неустойчивых и водоносных пород методами битумизации, силикатизации и замораживания.

В главе XXIV приводятся основные вопросы эксплуатации транспортных тоннелей.

В главе XXV рассматриваются мероприятия по ремонту и реконструкции эксплуатируемых тоннелей.

В главе XXVI освещаются способы восстановления тоннелей, частично или полностью разрушенных, как в результате стихийных явлений, так и военных действий.

В главе XXVII приводится совершенно новый материал, являющийся первой попыткой обобщить действующие постановления и указания в области сметного дела применительно к определению стоимости сооружения тоннелей в стадии технического проекта.

Данной главой заканчивается II том курса тоннелей.

Книга написана коллективом авторов:

К. А. Вахуркин — главы XI, XII, XIII, XIV и XV.

В. П. Волков — главы IV, § 18; V, § 19—24, 27; VI; XIII, § 70, п. 6; XIV, § 84, XVI, XVII, XVIII и XXV.

Л. В. Воронежский — главы V, § 28; X и XIX.

И. В. Глякин — глава XXVII.

Я. А. Дорман — главы XX, XXI, XXII и XXIII.

Г. Г. Зурабов и О. Е. Бугаева — глава VII.

Г. С. Каханов — глава XXVI.

А. М. Мазур — главы V, § 25, 26 и IX.

В. Ф. Мильнер — глава II.

С. Н. Наумов — глава VIII.

В. Л. Николан — глава I.

Э. Г. Сакеларов — главы III и IV, § 14—17.

Д. И. Шор — глава XXIV.

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ О ТОННЕЛЯХ

§ 1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ТОННЕЛЕЙ

Тоннель¹ представляет собой искусственное подземное сооружение, расположенное в толще пород и выведенное одним или обоими своими концами на дневную поверхность. Огромное большинство тоннелей и притом наиболее крупных как по длине (до ~20 000 м), так и по ширине поперечного сечения (до 22—28 м) построено на путях сообщения железнодорожных и водных, в меньшем числе на автомобильных и пешеходных дорогах и городских улицах. Имеется несколько примеров тоннелей смешанного пользования, т. е. для железнодорожного и автомобильного движения, а равно и прохода пешеходов.

Наравне с мостами тоннели принадлежат к числу наиболее ответственных инженерных сооружений на транспорте, соединяющих два разобщённых тем или иным препятствием участка пути. В отличие от мостов, которые сооружаются через находящиеся на пути препятствия, как то: глубокие долины, водные потоки и дороги, тоннели прокладываются под аналогичными препятствиями.

Таким образом, тоннели могут быть расположены под горными хребтами и возвышенными водоразделами (горные тоннели), под каналами, реками, озёрами и морскими проливами (подводные тоннели), городскими проездами и застроенными кварталами (городские тоннели). Из числа этих сооружений горные тоннели являются специфическими в том смысле, что их при сколько-нибудь значительной глубине заложения (исключающей устройство открытой выемки) нельзя заменить каким-либо надземным сооружением на той же трассе. Что же касается подводных, а также городских тоннелей, то с ними, соответственно, конкурируют мосты высокого уровня, путепроводы и эстакады, а потому вопрос о выборе того или иного сооружения в каждом частном случае должен быть решён индивидуально.

Увеличение конкурентоспособности подводных тоннелей по сравнению с мостами при пересечении водных преград объясняется следующими причинами:

а) усовершенствованием техники щитовой проходки и почти полной механизацией всего комплекса строительного процесса, в результате чего безопасность и надёжность строительства подводных тоннелей значительно увеличились;

б) интенсивным развитием городского транспорта, требующим развязки пересечений транспортных потоков в разных уровнях. В городских условиях пересечение мостового перехода с набережными в разных уровнях вызывает необходимость постройки длинных, дорогих и часто крайне неудобных рамп на подходах к мосту;

в) при интенсивном судоходстве наличие опор в русле уменьшает манёвренность судов и увеличивает опасность для водного транспорта, что заставляет увеличивать судоходные пролёты мостов, значительно удорожая эти последние;

г) при выборе тоннелей как средства пересечения крупных рек и проливов нельзя не учитывать преимущества подводных тоннелей, как защищённых от воздействия ударов волн и льда, а также обеспеченных в оборонном отношении.

¹ Этот термин взят с английского языка и в дословном переводе означает «труба»; поскольку в подлинном слове «tunnel» первая гласная произносится по-английски, как «О», то и в русской транскрипции необходимо принять термин «тоннель», а не «туннель».

Крупные мосты являются сравнительно легко уязвимыми объектами для воздушного нападения, а в известных условиях и для минных атак.

В отличие от мостов подводные тоннели оказываются почти вовсе неуязвимыми сооружениями для воздушного нападения ни во время постройки их, ни во время эксплуатации;

д) в случае значительной высоты заданного подмостового габарита (около 50 м для океанских судов) и низких берегов преимуществом подводного пересечения является также соответственно меньшая длина всего перехода, измеряемая между концами искусственного сооружения на обоих берегах водотока (рампы). Необходимо, впрочем, оговориться, что длина мостового перехода может быть значительно сокращена путём сооружения разводного моста низкого уровня (что, однако, не всегда возможно), но лишь ценой соответственного уменьшения пропускной способности моста.

К числу недостатков подводных тоннелей по сравнению с мостами необходимо отнести: 1) более продолжительный срок постройки, определяемый наличием значительно меньшего фронта работ; 2) необходимость устройства мощной вентиляции железнодорожного тоннеля при паровой тяге, а также и автодорожного тоннеля и 3) более высокую строительную стоимость тоннеля по сравнению с мостом. При этом стоимость погонной единицы тоннеля мало зависит от его длины, но обычно уменьшается с увеличением последней; стоимость же погонной единицы моста, наоборот, резко возрастает с величиной пролёта.

Во внеуличном городском рельсовом транспорте в настоящее время отдают, за крайне редкими исключениями, решительное предпочтение тоннелям, а не эстакадам; недостатками последних являются: 1) загромождение городских проездов и площадей опорами, не допустимое как с точки зрения помехи уличному движению, так и в архитектурном отношении, 2) некоторое затемнение нижних этажей домов и 3) шум от проходящих по эстакаде поездов.

Помимо путей сообщения тоннели применяются и в других областях народного хозяйства; сюда относятся тоннели гидротехнические, коммунальные и специального назначения.

Гидротехнические тоннели служат для пропуска по ним воды для различных целей, как то: 1) подводящие и отводящие тоннели гидроэлектрических станций, 2) тоннели для водоснабжения и 3) ирригационные тоннели для орошения и обводнения.

Коммунальные тоннели устраиваются или в виде самостоятельных водоводов (канализационные коллекторы) или в виде крытых галлерей и тоннелей для укладки в них отдельных сетей городского подземного хозяйства.

Тоннели специального назначения обнимают собой целую серию подземных сооружений, как то: ангары для сухопутных самолётов и гидропланов, стоянки для подводных лодок, газо- и бомбоубежища, подземные электростанции, гаражи, склады и т. п.

Вышеизложенное позволяет установить следующую классификацию тоннелей по их назначению и местоположению.

Классификация тоннелей по назначению

А. Тоннели на путях сообщения

- 1) железнодорожные и в том числе тоннели метрополитенов (перегонные и станционные);
- 2) автодорожные;
- 3) смешанного пользования;
- 4) судоходные;
- 5) пешеходные.

Б. Гидротехнические тоннели

- 6) подводящие и отводящие тоннели гидроэлектрических станций;
- 7) тоннели для водоснабжения;
- 8) ирригационные тоннели для орошения и обводнения.

В. Коммунальные тоннели

- 10) крытые галлерей и тоннели для укладки в них отдельных сетей городского подземного хозяйства.

Г. Тоннели специального назначения

- 11) ангары для сухопутных самолётов, гидропланов и стоянки для подводных лодок и т. п.;
12) газо- и бомбоубежища, подземные электростанции, гаражи, склады и т. п.

Классификация тоннелей по местоположению

- 1) горные тоннели — под горными массивами и возвышенными водоразделами;
- 2) подводные тоннели — под каналами, реками, озёрами и морскими проливами;
- 3) городские тоннели — под городскими проездами и застроенными кварталами¹.

§ 2. ПОПЕРЕЧНОЕ СЕЧЕНИЕ ТОННЕЛЯ

Поперечное сечение тоннеля назначается в зависимости:

- а) от габарита подвижного состава (для транспортных тоннелей);
- б) от заданного максимального расхода и наибольшей допустимой скорости воды (для гидротехнических и канализационных тоннелей);
- в) от удобства размещения городских подземных сетей (для коммунальных тоннелей);
- г) от габарита оборудования (для тоннелей специального назначения).

Для того чтобы осуществить тоннель заданного профиля, необходимо удалить породу по всему его поперечному сечению, т. е. создать так называемую выработку.

Это выполняется последовательно в несколько фаз, носящих каждая специальное название (фиг. 1).

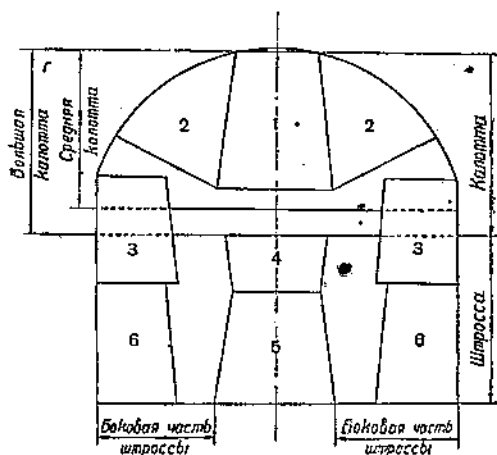
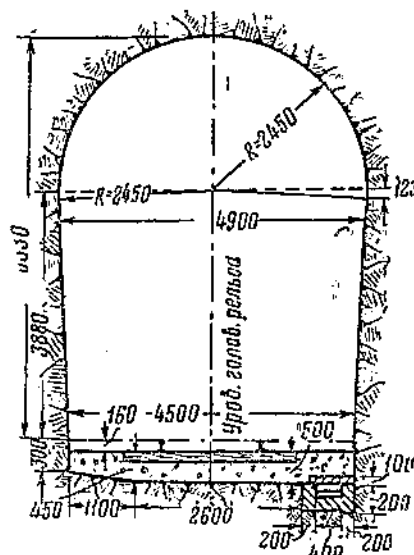
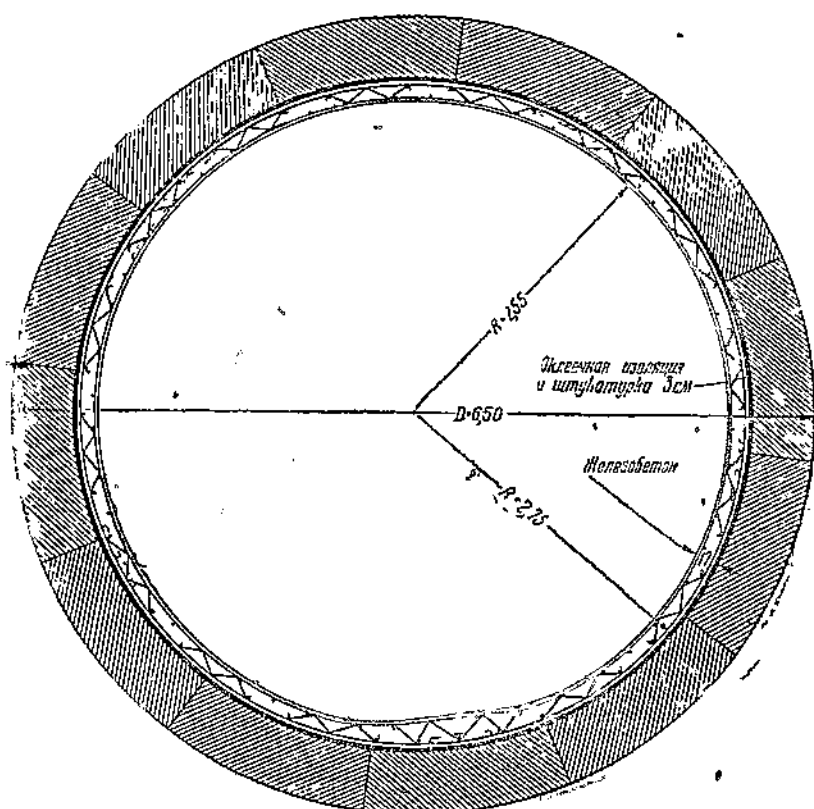
 $\Phi_{\text{irr. 1}}$ 

FIG. 2

Только в очень твёрдых и невыветривающихся породах тоннельную выработку можно оставить без искусственного закрепления (фиг. 2). Как общее правило, при всех фазах последовательной разработки породы кровлю её и бока поддерживают системой временных крепей, которые по мере расширения до проектного сечения тоннеля заменяются постоянной обделкой.

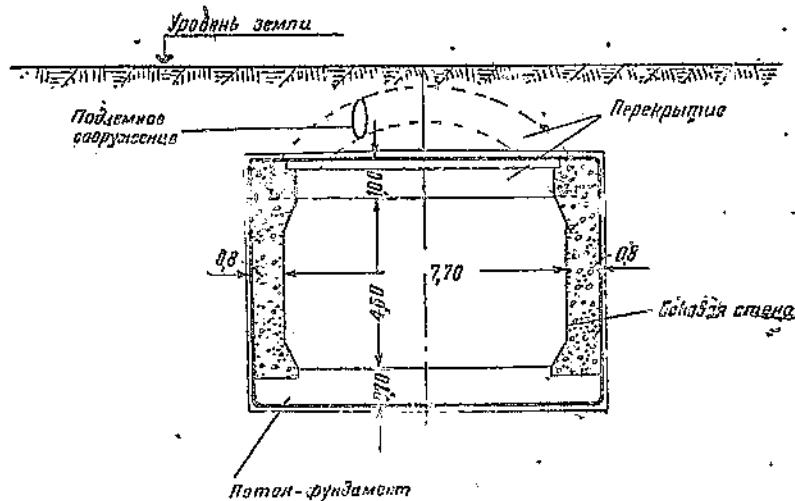
¹ В частных случаях городские тоннели могут быть и подводными.

Обделка тоннеля как подземного сооружения должна выдерживать в качестве основной нагрузки на него вертикальное давление горных пород, работая на сжатие. Этому условию лучше всего удовлетворяет сводчатое очертание верх-



Фиг. 3

ней части поперечного профиля тоннеля, очерченное по кривой давления. Пяты тоннельного свода опираются на боковые стены, коим придают прямолинейное



Фиг. 4

или при наличии бокового давления породы слегка выпуклое в сторону горного массива очертание. Нижняя часть тоннельной обделки называется лотком. На нём располагается ездовое полотно транспортного тоннеля, а также времен-

ные пути при проходке, почему целесообразно придать этой части обделки либо форму плоской плиты, либо форму обратного свода с небольшой стрелой кривизны. При больших величинах бокового и вертикального (снизу) горного давления последняя форма обязательна. В результате получается весьма распространенный так называемый подковообразный профиль. При отсутствии давления снизу и незначительном боковом давлении тоннельная обделка получает незамкнутый профиль, без лотка.

В частных случаях, а именно для напорного гидротехнического тоннеля, рассчитываемого на внутреннее давление воды, а равно для транспортных и канализационных тоннелей, проходимых при помощи щита (см. ниже), принимают круговое поперечное сечение тоннеля (фиг. 3).

Наконец, городским тоннелям мелкого заложения независимо от их назначения придают обычно прямоугольное поперечное сечение с плоским перекрытием, обеспечивающим возможно меньшее заглубление тоннеля (фиг. 4).

§ 3. КРАТКИЙ ИСТОРИЧЕСКИЙ ОБЗОР ТОННЕЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Начало сооружения тоннелей восходит к временам глубокой древности. Первый тоннель был построен около 2 150 лет до нашей эры под р. Евфратом в г. Вавилоне. Этот пешеходный тоннель, описанный историком Диодором, соединял царский дворец с храмом Юпитера, расположенным на противоположном берегу реки. Для возможности сооружения тоннеля русло Евфрата шириной около 180 м было отведено в сторону и, таким образом, все работы были произведены насухо в открытом котловане. Стены и сводчатое перекрытие тоннеля состояли из кирпичной кладки на асфальтовом растворе.

Историк Геродот упоминает в свою очередь о тоннеле, сооруженном греками на острове Самосе в Эгейском море примерно за 700 лет до нашей эры. Этот тоннель длиной около 1 600 м, предназначенный для водоснабжения Самоса, был пробит в известняке; работы велись вручную помощью зубил и молотков. В течение нескольких столетий самосский тоннель считался неизвестным и был затем вновь открыт лишь в 1882 г.; при этом оказалось, что трасса тоннеля состоит из двух прямых, соединенных обратными кривыми. Наличие этих кривых объясняется, вероятно, тем, что рабочие, приближаясь с той и другой стороны к месту сбойки и слыша удары молотков во встречном забое, корректировали тем самым направление проходки.

В начале I века нашей эры римляне построили тоннель на дороге, соединяющей Неаполь с местечком Понцоули. Этот тоннель длиной 900 м и шириной 8 м пролегает под холмом Посилупо, сложенным из вулканического туфа. У того и другого портала высота тоннеля составляет 25 м; к середине тоннеля она постепенно уменьшается. Назначение образовавшихся таким образом вертикальных раструбов по концам тоннеля состоит, по видимому, в улучшении освещения тоннеля дневным светом.

Наиболее достоверные сведения дошли до нас об одном из подземных водоводов, сооруженном римлянами при императоре Адриане для водоснабжения Афин. При турецком владычестве, когда численность населения Афин упала до 5 000 человек, это сооружение было заброшено, а затем снова пущено в эксплуатацию лишь в 1840 г. В 1925 г. афинский водопровод был реконструирован и расширен; таким образом, старый римский тоннель, входящий в систему водоснабжения столицы Греции, продолжает служить и по настоящее время.

Из числа многих других тоннелей, сооруженных римлянами, следует упомянуть ещё о тоннеле, пробитом за полвека до нашей эры для отвода воды из озера Фучино. Этот тоннель, описанный историком Плинием, длиной около 5 000 м, был построен в течение 11 лет. Работы велись встречными забоями из 40 отвесных и нескольких наклонных шахт.

Все упомянутые выше тоннели в соответствии с уровнем производительных сил при рабовладельческом строе были сооружены исключительно при помощи ручного труда, при крайне несовершенных инструментах. Скалистые породы раз-

рабатывались большей частью огнем способом; скалу раскаляли при помощи огня, а затем поливали её холодной водой.

После падения римской империи в тоннельном строительстве, как и в мостовом деле, наступил период длительного застоя, продолжавшийся в течение многих столетий, почти до конца средних веков. Лишь в 1450 г. было приступлено к сооружению тоннеля под так называемыми морскими Альпами на высоте 1 800 м для дороги из Ниццы в Геную; вскоре, однако, работы были приостановлены. Через 300 лет во второй половине XVIII века проходка тоннеля была возобновлена, но через 12 лет, а именно в 1794 г. окончательно прекращена. При Наполеоне над этим незаконченным тоннелем была устроена обыкновенная дорога.

Изобретение пороха произвело настоящий переворот как в горной промышленности, так и в тоннельном строительстве; это последнее велось в течение последующих полутора веков исключительно на водных путях. Объясняется это тем, что до появления железных дорог основными транспортными артериями, как внутри отдельных стран, так и для сообщения их друг с другом являлись реки. Между этими естественными артериями создавались искусственные водные пути (каналы), при постройке которых в гористых местностях и возникли судоходные тоннели. Если не считать тоннеля, сооружённого у г. Селенции (на территории современной Турции) около 1 600 лет тому назад и выполнявшего одновременно функции водопровода и подземного водного пути, то родиной судоходных тоннелей следует признать Францию, где интенсивное строительство каналов началось ещё в XVII столетии — задолго до возникновения железных дорог.

Первый судоходный тоннель во Франции был сооружён в 1679—1681 гг. на участке Лангедокского канала, соединявшего р. Гаронну со Средиземным морем. Этот тоннель длиной всего 164 м, высотой 8,2 м и шириной 6,7 м пересекает возвышенность Мальпас к северу от Пиренеев. Мальпасский тоннель был пробит в туфах с применением впервые в истории тоннельного дела пороха и взрывных работ.

Сто лет спустя, а именно в 1784 г., в раздельном бьефе канала Ниверне, между реками Сеной и Луарой, было начато строительство трёх судоходных тоннелей, длиной от 212 до 761 м при ширине 7,0 м. Сооружение этих тоннелей велось с большими перерывами, измерявшимися десятками лет, и было закончено только в 1838 г.

В 1787—1789 гг. на Центральном канале, соединяющем реки Луару и Сену, был сооружён тоннель Торси длиной 1 276 м при ширине в свету всего 2,6 м и высоте 2,9 м. Впоследствии этот тоннель был заменён открытой выемкой, глубина которой не превышала 30 м.

За период с 1802 г. по 1809 г. на Сен-Кантенском канале, соединяющем р. Уазу с Шельдой, были сооружены тоннели — Рикёваль длиной 5 670 м и Тронкуа длиной 1 098 м; ширина того и другого тоннеля составляет 8,0 м. При сооружении этих двух тоннелей были впервые разработаны методы подземной проходки в мягких грунтах.

Рекордным как по длине (7 118 м), так и по ширине (22,0 м) является известный Ровский тоннель на канале, соединяющем нижнее течение р. Роны с Марселем. Общее число судоходных тоннелей во Франции достигает 40.

Помимо Франции судоходные тоннели имеются в Англии, Германии, США и Японии. В Англии строителем первых судоходных тоннелей был известный инженер Бриндлей. Им в 1766—1769 гг. на канале, соединяющем окрестные каменноугольные копи с г. Манчестером, было сооружено 5 судоходных тоннелей; самый большой из них (Харкэстль) имел длину 2 632 м при ширине всего в 2,7 м и высоте 3,7 м. В 1825—1827 гг. на расстоянии 23,8 м ось от оси был пробит параллельный тоннель длиной 2 675 м, шириной 4,3 м и высотой 4,9 м. Всего в настоящее время в Англии насчитывается около 60 судоходных тоннелей.

Первый судоходный тоннель в США был сооружён в 1818—1821 гг. на Шойкильском канале и притом в такой местности, где надобность в нём не могла быть технически оправдана. При длине 137 м, ширине 6,1 м и высоте 5,5 м этот тоннель (Обэрн) был заложен на глубине всего в 13,4 м. Владельцы канала, в состав коего входил тоннель Обэрн, приступили к его сооружению исключительно с

целью привлечения на канал новых пассажиров, не знакомых ещё с необычайным путешествием на лодках под землёй. Впоследствии этот старейший американский тоннель был укорочен, а в 1855—1856 гг. полностью раскрыт в выемку.

В 1828 г. в одном из угольных районов Пенсильвании был построен судоходный тоннель Лебанон длиной 223 м, шириной 5,5 м и высотой 4,6 м. Через некоторое время канал, в состав которого входил этот тоннель, не выдержал конкуренции с параллельной ему железной дорогой и был заброшен.

Что касается Японии, то там имеется всего 3 судоходных тоннеля длиной от 855 м до 2 400 м.

Свое дальнейшее развитие тоннелестроение получило на строительстве железных дорог. Освоив весь предшествовавший богатый опыт водников, строители-железнодорожники двинули тоннелестроение вперёд с такой стремительностью, что прогресс в этой области строительства в течение нескольких десятилетий оказался значительно большим, чем за все 18 предшествующих столетий.

Первый тоннель на паровой железной дороге был сооружён в 1826—1830 гг. в Англии на линии Ливерпуль — Манчестер; длина этого тоннеля, расположенного около самого Ливерпуля, составляет 1 190 м. Из числа других тоннелей, сооружённых вслед за первым, наиболее замечателен тоннель у Килсби на железной дороге Лондон — Бирмингем. Интересно отметить, что противники сооружения этого тоннеля утверждали, будто он «подвергнет народное здоровье опасности простуды, катарра и чахотки». Потребовалась экспертиза авторитетных специалистов, чтобы доказать всю вздорность этих опасений. При проходке тоннеля Килсби встретились огромные технические трудности; в одном месте произошёл обвал, и в тоннель хлынул поток водоносного песка; лишь после 8 месяцев напряжённой работы нескольких мощных паровых насосов удалось справиться со стихией и получить возможность продолжать проходку. Тоннель был открыт для эксплуатации в 1838 г.

Одновременно с Англией строительство железнодорожных тоннелей началось и во Франции. Здесь первый железнодорожный тоннель был сооружён в 1826 г. у г. Сен-Этьен на линии Роанн-Андрезье. Многие из числа французских тоннелей, оказавшихся в зоне военных действий второй империалистической войны между Францией и Германией, ныне разрушены.

Значительное число тоннелей имеется и на железных дорогах Бельгии, Швейцарии, Германии, Италии, Швеции и в других странах Западной Европы.

Первый железнодорожный тоннель в США был построен в 1831—1833 гг. на линии Аллегэни — Портэджд в Пенсильвании. Этот двухпутный тоннель шириной 6,1 м и высотой 5,8 м имеет длину 270 м. За ним последовало строительство целого ряда других тоннелей в США.

Дальнейшее мощное развитие техника тоннельного дела получила в середине XIX века, когда было начато строительство больших альпийских тоннелей, как то: Мон-Сенисского, Сен-Готардского и других. Значительная протяжённость и большие размеры поперечных сечений этих тоннелей заставили строителей их прибегнуть к разнообразной механизации проходческих и строительных работ.

Первым по времени сооружения альпийским тоннелем является двухпутный Мон-Сенисский тоннель между Францией и Италией. Трасса этого тоннеля прорезает плотный известняк, известковые сланцы, твёрдый кварц и несколько слоёв антрацита.

Работы были начаты в 1857 г. с обоих концов пробивкой нижней направляющей штольни сечением 3 × 3 м; бурение производилось вручную и продвигалось крайне медленно; средняя месячная проходка первых двух лет составляла с северного конца 19,2 м, а с южного 20,1 м. С целью увеличения скорости проходки строителями тоннеля были сконструированы бурильные машины, работавшие сжатым воздухом, и в январе 1861 г. здесь впервые в истории тоннельного дела было применено механическое бурение. В начале оно не дало желаемого эффекта; понадобилось значительное время для улучшения конструкции механизмов и приобретения необходимого опыта. В результате за три последних года средняя месячная проходка тоннеля составила на северной стороне 56,5 м, а на южной

65,4 м. Сбойка направляющих штолен произошла 25 декабря 1870 г., а открытие тоннеля для движения — 17 сентября 1871 г.

Успешное окончание Мон-Сенисского тоннеля и дальнейший рост сообщений между Италией и Центральной Европой явились предпосылками для сооружения второго альпийского тоннеля, для которого был выбран район Сен-Готардского перевала в Швейцарии. По окончательному проекту длина двухпутного Сен-Готардского тоннеля составила 14 980 м; трасса тоннеля прорезает сильно нарушенные породы: гранито-гнейс, слюдяной сланец, роговую обманку и др. Проходка направляющих штолен была начата в сентябре 1871 г.; сбойка их произошла 29 февраля 1880 г. почти по середине тоннеля. Наиболее высокая температура в тоннельной выработке составила 41°С. Все работы были полностью закончены в 1882 г. Будучи длиннее Мон-Сенисского тоннеля на 2 130 м и залегая в значительно более трудных для проходки породах, тем не менее Сен-Готардский тоннель потребовал для своего окончания на 4 года меньше времени, чем Мон-Сенисский тоннель. Это объясняется в первую очередь заменой чёрного пороха динамитом, применением более совершенных гидравлических бурильных машин системы Брандта и механизированной откаткой породы. Первоначально Сен-Готардский тоннель эксплуатировался при помощи паровой тяги; в 1924 г. она была заменена электрической тягой.

Следующим значительным шагом в развитии тоннельных работ явилось сооружение двухпутного Арльбергского тоннеля на железной дороге через одноимённый горный проход на территории Австрии; этот тоннель длиной 10 270 м соединяет прямым путём долины рек Инн и Рейна. Работы по проходке тоннеля были начаты в июле 1880 г. и полностью закончены в 1884 г.

Наиболее грандиозным тоннельным сооружением рассматриваемого периода является Симплонский тоннель между Италией и Швейцарией, занимающий по своей длине (19 780 м) первое место среди железнодорожных тоннелей мира. Исключительно большая длина сооружения и ожидавшиеся производственные затруднения заставили строителей тоннеля отказаться от принятой для всех остальных альпийских тоннелей двухпутной схемы и заменить её двумя однопутными тоннелями, расположенными на расстоянии 17 м ось от оси. Один из этих тоннелей расширился сразу до полного профиля, а во втором разрабатывалась только направляющая штольня. Через каждые 200 м обе выработки соединялись друг с другом поперечными ходами. Наличие параллельной штольни оказало исключительно благоприятное влияние на успешность работ, значительно сократив сроки постройки. Та же штольня облегчила вентиляцию выработки, транспорт породы и материалов, а равно повысила безопасность для рабочих.

Работы по пробивке первого Симплонского тоннеля, начатые в ноябре 1898 г., были полностью закончены в мае 1906 г. Вследствие возросшего движения по дороге в декабре 1912 г. было начато расширение второй штольни до полного профиля. Начавшаяся в августе 1914 г. первая империалистическая война приостановила работы до 1918 г.; вследствие этого второй тоннель был закончен лишь в декабре 1921 г.

Особенно большие затруднения при пробивке первого тоннеля были вызваны исключительно высокой температурой, большой водообильностью, наличием горячих источников и чрезвычайно большим горным давлением, встретившимся, к счастью, лишь на коротком протяжении.

Наибольшая температура в выработке доходила до 55° вместо ожидавшихся 42°. Борьбу с этой нестерпимой жарой вели сначала при помощи распылителей, а затем заменили их значительно более эффективной холодильной установкой. Было обнаружено свыше 200 подземных источников, часть которых давала горячую воду. Наибольший приток воды наблюдали на южном участке тоннеля со стороны Италии. Здесь в сентябре 1904 г. пришлось даже приостановить на время проходку тоннеля, пока не был пробит поперечный штрек, помощью которого хлынувший в выработку поток горячей воды (46°) был отведён в параллельную штольню. После сбойки обоих направляющих ходов и установления сквозного проветривания температура в тоннеле несколько понизилась, всё же потребовалось

значительное время, пока участок сбойки охладился настолько, что можно было приступить здесь к расширению выработки на полный профиль.

На одном из участков южной стороны в мягких слюдяных известняках строители первого Симплонского туннеля встретили горное давление исключительной силы. Самые мощные деревянные крепления ломались в течение нескольких часов. Пришлось перейти к металлическим рамам из двутавровых балок, образовавших местами почти сплошную металлическую стену.

В период между началом проходки первого Симплонского туннеля и окончанием работ по постройке второго Симплонского туннеля было сооружено ещё несколько альпийских туннелей, а именно: Альбула, Тауэрн, Лечберг, Гренхенберг, Хауэнштейн, Мон д'Ор и др., длиной от 6 100 до 14 600 м. Наибольшие затруднения встретились при проходке двухпутного Лечбергского туннеля; трасса этого туннеля пролегла в скалистом грунте. Работы, начатые в 1906 г., шли сначала нормально, лишь в июле 1908 г. приток грунтовой воды к забою стал резко увеличиваться. Внезапно 24 июля давлением этой воды была, повидимому, вырвана глыба скалы; вся выработка туннеля с северной стороны на длине 150 м была заполнена жидкой массой песка, щебня и ила, а затем в туннель хлынула вода. При этой катастрофе погибло 26 человек.

Путём детального обследования было выяснено, что в пройденную часть туннеля ушла вода из р. Кандер, протекавшей в долине над трассой туннеля при разности отметок в 180 м; дно реки над туннелем оказалось обнажённым. В этом месте над туннельной выработкой в скале оказалась глубокая расселина, заполненная аллювиальными отложениями.

Ввиду очевидной невозможности закончить проходку туннеля по первоначальному направлению было принято единственно возможное решение — изогнуть здесь трассу в плане, чтобы обойти место прорыва. В расстоянии 1 400 м от северного портала была сооружена каменная перемычка толщиной 10 м; после этого проходка туннеля была возобновлена по обходу. Изменение трассы туннеля увеличило его длину на 870 м.

Немного раньше Лечбергского туннеля был построен на севере Италии однопутный туннель Гаттико длиной 3 310 м, пройденный встречными забоями из обоих порталов и 4 промежуточных шахт глубиной от 37 до 63 м. Здесь впервые в туннельном строительстве были применены вертикальные кессоны при проходке участка длиной 344 м в исключительно слабом водоносном грунте; глубина опускания этих кессонов составила от 35 до 40 м.

Из числа более поздних горных железнодорожных туннелей на первое место необходимо поставить Большой Апеннинский туннель на линии Флоренция — Болонья в Италии. Этот туннель длиной 18 510 м был сооружён в 1920—1931 гг. и замечателен тем, что по середине его устроена станция для обгона поездов. Из числа горных железнодорожных туннелей Большой Апеннинский туннель является самым длинным в мире двухпутным туннелем.

К тому же периоду относится постройка наиболее крупных железнодорожных туннелей в США (Моффатского и Второго Каскадного) и в Японии (Шимизу и Танна).

Однопутный Моффатский туннель длиной 9 800 м сооружён в 1923—1927 гг. в штате Колорадо. Помимо главного туннеля сечением $4,8 \times 7,2$ м там был пробит параллельный туннель меньшего сечения для водоснабжения г. Денвера.

Построенный на Великой Северной железной дороге в штате Вашингтон, однопутный Второй Каскадный туннель длиной 12 530 м заменил собой более высоко расположенный и в три раза более короткий Первый Каскадный туннель.

Сооружение туннеля Шимизу длиной 9 700 м было начато с южного портала в 1922 г. и с северного портала в 1923 г.; сбойка направляющих штолен была произведена в декабре 1929 г.

Работы были полностью закончены в августе 1931 г.

Двухпутный Таннский туннель длиной 7 800 м расположен на железной дороге Токио — Кобэ в вулканических образованиях, прорезанных многочисленными трещинами, заполненными глиной, которая в открытой выработке быстро пучилась и теряла свою устойчивость. Над серединой туннеля находится большая

котловина, представляющая собой бассейн р. Танна. Работы по проходке тоннеля были начаты в марте 1918 г. и закончены лишь в конце 1934 г. Столь продолжительный срок (16 лет) сооружения Таннского тоннеля объясняется исключительно тяжёлыми гидрогеологическими условиями проходки его. Местами пришлось применить металлические крепления, силикатизацию породы и щитовую проходку под сжатым воздухом.

Если не считать древнего пешеходного тоннеля под Евфратом, описанного в начале настоящего краткого очерка, то первым подводным тоннелем следует признать тоннель под Темзой в Лондоне длиной 450 м, сооружённый инженером Брюнелем при помощи впервые сконструированного им щита, имевшего прямоугольную форму, при обделке тоннеля из кирпичной кладки. По свидетельству изобретателя, на идею щитовой проходки его навели наблюдения над работой морского червя, который сверлит отверстия в деревянных сваях и в корпусах деревянных судов.

Проходка этого первого тоннеля под Темзой, начатая в конце 1825 г., производилась в мягкой породе без применения сжатого воздуха в исключительно тяжёлых условиях. Четыре раза вода Темзы прорывалась через забой в готовую часть тоннеля; при одной из этих катастроф погибло 6 рабочих. Эти неудачи не сломили, однако, воли Брюнеля, и он с удвоенной энергией продолжал борьбу со стихией. Наконец в 1832 г., после 16-летней упорной работы, сооружение тоннеля было закончено. Будучи предназначен для экипажной езды, этот тоннель долгое время не мог быть передан в эксплуатацию — за отсутствием подъездов к нему. Лишь через 33 года, а именно в 1865 г., тоннель был продан одной железнодорожной компании, которая соорудила необходимые подходы к тоннелю и открыла по нему железнодорожное движение.

Второй подводный тоннель (Тауэрский) был сооружён также под Темзой значительно быстрее, а именно, в течение одного года (1869 г.). При длине 450 м и внутреннем диаметре 2 м тоннель был предназначен для пешеходов¹. Для его проходки инженеры Барлоу и Грейтхед запроектировали и применили щит кругового сечения при обделке тоннеля из чугунных сегментов; этот щит явился прообразом современных тоннельных щитов.

С тех пор щитовая проходка получила широкое распространение при сооружении подводных тоннелей как в Западной Европе, так и в Америке. В неустойчивых водонесных породах щиты применяются в сочетании со сжатым воздухом.

К числу первых подводных тоннелей значительной длины относятся железнодорожные тоннели под реками Северном и Мерсеем в Англии. Первый тоннель, сооружённый в 1873—1885 гг., соединяет г. Бристоль с Южным Уэльсом, а второй, построенный в 1879—1885 гг., расположен между городами Ливерпулем и Биркенхедом, разделёнными р. Мерсеем.

Среди первых крупных американских подводных тоннелей под автомобильное движение необходимо отметить Голланд — тоннель под р. Гудзоном между Нью-Йорком и Нью-Джерсеем, тоннель под заливом Сан-Франциско между городами Оклендом и Аламедой и тоннель под р. Детройтом между городами Детройтом (США) и Виндзором (Канада).

Наиболее длинным подводным тоннелем является законченный в марте 1941 г. тоннель под Симоносекским проливом в Японии, отделяющим южную оконечность главного острова Хондо (или Хонсю) от острова Кю-Сю. Сооружение этого тоннеля длиной 6 330 м было начато в 1936 г.

Во второй половине прошлого столетия строительство железнодорожных тоннелей распространилось и на территорию крупных городов; появились городские подземные железные дороги — метрополитены. Первая линия подземного метрополитена была сооружена в Лондоне и открыта для движения в январе 1863 г. В настоящее время метрополитены имеются, помимо Лондона, в нижеследующих 19 городах: Глазго, Ливерпуле (Англия), Париже (Франция), Берлине,

¹ В 1894 г. после открытия Тауэрского моста движение по тоннелю было прекращено и в нём был уложен водовод.

Гамбурге (Германия), Вене (Австрия), Будапеште (Венгрия), Афинах (Греция), Осло (Норвегия), Мадриде, Барселоне (Испания), Москве (СССР), Нью-Йорке, Чикаго, Бостоне, Филадельфии (США), Буэнос-Айресе (Аргентина), Токио (Япония) и Сиднее (Австралия).

Первые железнодорожные тоннели в России были сооружены в 1859—1862 гг. на б. Петербурско-Варшавской дороге. Оба тоннеля — двухпутные, с кирпичной обделкой; один — Виленский длиной 427 м между Вильнюсом и Ландварово, а другой — Ковенский длиной 1280 м под Каунасом.

В последней четверти прошлого столетия строительство железнодорожных тоннелей было сосредоточено в Крыму и на Кавказе. Пробивка самого длинного в СССР Сурамского тоннеля на железной дороге Тбилиси — Батуми была начата в декабре 1888 г. с целью замены открытого пересечения перевала на водоразделе рек Куры и Риона с наибольшим подъёмом 0,045. Тоннель длиной 3998 м сооружён под два пути, из которых эксплуатируется лишь один путь; движение по тоннелю открыто в сентябре 1890 г.

Следующий по длине тоннель, Джаджурский, сооружён в Армении; он имеет длину 1705 м и по высоте своего расположения над уровнем моря (1842 м) занимает в Европе первое место среди тоннелей, построенных под железную дорогу нормальной колеи.

В начале XX века строительство тоннелей велось на Урале, по берегу озера Байкал и на Амурской дороге; продолжалось оно и на Кавказе, где были сооружены три тоннеля на линии Армавир — Туапсе.

Вследствие преобладающего равнинного характера Союза ССР число тоннелей на наших железных дорогах относительно невелико. В центральной части страны имеется всего три тоннеля, из коих два на Северо-Донецкой железной дороге и один под Днепронетровском.

Что касается гидротехнических тоннелей, то их до Великой Октябрьской социалистической революции в России вовсе не было — так же, как и гидротехнических установок.

Первые крупные гидротехнические тоннели в СССР были начаты постройкой в начале первой пятилетки в связи с сооружением ряда районных и местных гидроэлектростанций. В период 1927—1938 гг. было осуществлено около 30 000 пог. м гидротехнических тоннелей для районных гидроэлектростанций. Полностью закончены деривационные тоннели гидроэлектростанций ДзороГЭС, РионГЭС, Аджарис-Цхальской, Баксанской, Гизель-Донской, Ульбинской и Канакирской ГЭС.

Наиболее мощный размах тоннелестроения в СССР получило на строительстве московского метрополитена, начатого в начале 1932 г. Исключительно неблагоприятные гидрогеологические условия Москвы представляли значительные трудности при сооружении линий первой очереди, когда ещё не было необходимого опыта. Успешно освоив передовую тоннельную технику Западной Европы и Америки, коллектив строительства создал целый ряд своеобразных конструкций и оригинальных методов работ, опередивших богатый иностранный опыт. Сюда необходимо отнести станции глубокого заложения с металлическими колоннами, прямоугольное поперечное сечение двухпутного перегонного тоннеля с промежуточной стенкой, тоннели-кессоны, трёхрёберные тубинги, звукопоглощающую штукатурку, замораживание породы с применением наклонных скважин и пр. В результате строительство московского метрополитена создало новую эпоху в области тоннельного дела и должно, несомненно, оказать прогрессивное влияние на дальнейшее строительство тоннелей любого вида и назначения.



ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРАССЫ ТОННЕЛЕЙ

§ 4. ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В приложении геологии к инженерному делу рассматриваются вопросы конкретных мероприятий, направленных к обоснованию наиболее целесообразного по грунтовым условиям варианта того или иного строительства, в частности строительства тоннелей.

Тоннель, как подземное инженерное сооружение, возводится в теле горного массива или под дном водного потока. При таких условиях задачей приложения геологии к инженерному делу является изучение геологических и гидрогеологических условий (залегания тоннеля) и геотехнических свойств пересекаемых им горных пород.

Инженерно-геологические исследования производятся в силу этого на определённом участке, где предполагается возведение тоннеля.

Если общие естественные условия горного массива оказывают большое влияние на сроки сооружения тоннеля и его стоимость, то тщательно произведённые инженерно-геологические изыскания в значительной степени определяют наиболее эффективные методы ведения строительных работ.

Ни одно инженерное сооружение не требует столь тщательного и подробного изучения инженерно-геологических условий, как это имеет место в тоннельном строительстве. При этом чем глубже заложение тоннеля, тем большее значение приобретает изучение геологических условий и физико-механических свойств горных пород. Сами же геологические условия часто предопределяют решение вопроса как о глубине заложения тоннеля, так и о методах его проходки.

Справедливо указание академика Ф. П. Саваренского, что «для возведения инженерного сооружения обыкновенно не столько опасны неблагоприятные геологические условия, сколько опасно недостаточное знание этих геологических условий и неумение оценить их с точки зрения того или иного инженерного мероприятия».

Сказанное может быть проиллюстрировано целым рядом примеров из практики тоннельного строительства.

Наиболее поучительным в этом отношении является строительство Симплонского тоннеля, каковое было своеобразной школой для геологов и инженеров.

Строительство этого крупнейшего тоннеля длиной почти 20 км представляет собой пример неудачного предварительного геологического прогноза, несмотря на то, что вопросу о геологическом строении горного массива было уделено не мало внимания.

Над составлением геологического прогноза Симплон работал в течение многих лет ряд выдающихся геологов: Реневье, Шардт, Можон и др.

При проходке же Симплонского тоннеля были обнаружены как неполнота инженерно-геологических исследований, так и наличие в них крупных ошибок, главным образом в отношении порядка залегания горных пород. Также не было отмечено расположенных сверху и снизу тоннеля слоёв известняка, изобиловавших сильным притоком воды (до 1500 л/сек); не было выявлено характера относительного расположения оси тоннеля и пластов проходимых горных пород.

и области сильного горного давления. Неправильно была предсказана температура (занижена на 17°).

Столь резкое расхождение действительных геологических и гидрогеологических условий с предварительными данными чрезвычайно осложнило строительство Симплонского тоннеля.

Отсюда понятны значимость и сложность требований, предъявляемых тоннельным строительством к инженерно-геологической экспертизе; последняя обязана ответить на следующие основные вопросы:

- а) генезис и условия залегания горных пород, слагающих массив: гидрогеологические условия участка трассы, подземные газы;
- б) физико-механические свойства горных пород, прорезаемых тоннелем;
- в) температура в тоннельной выработке;
- г) прогноз горного давления в зоне расположения тоннеля.

Для решения указанных задач производятся общие и специальные инженерно-геологические исследования. К ним относятся: детальная геологическая и гидрогеологическая съёмка, разведочные работы (буровые и горные), геофизические методы разведки, опытные гидрогеологические работы и лабораторные исследования.

Объём предстоящих исследований зависит от степени полноценности литературного и архивного материала, собранного по данному району или участку. Сюда относится не только геологический материал, но и сведения по климатологии, гидрографии, топографии, химическому составу подземных и поверхностных вод и т. д.

Геологическая съёмка предусматривает необходимость получения данных физико-геологических, по земному рельефу, истории развития отдельных геологических напластований и т. д.

Геологическая съёмка может в некоторых случаях дать достаточный материал для предварительной, а иногда и окончательной оценки геологических условий района трассы тоннеля.

Как правило, указанная съёмка производится до полного развёртывания геолого-разведочных и опытных работ; при таких условиях все разведочные и прочие работы могут быть произведены более эффективно, с меньшей затратой средств.

Геологическая съёмка заключается в изучении выходов геологических напластований, обнажающихся в оврагах, берегах рек и т. д.; при этом геолог выясняет характер и последовательность залегания горных пород, их литологический состав, элементы тектоники и т. д.

Одновременно с этим производятся специальные наблюдения для выяснения основных данных по гидрогеологии района, условий залегания, напора и мощности водоносных горизонтов, их физических свойств, дебита источников и условий их выхода на поверхность, описаний обнаруженных деформаций пород, связанных с деятельностью подземных вод, и т. д.

Так как очень часто приходится изыскивать трассу в широких пределах района, то и геолог должен охватить для исследования достаточно широкую полосу, выходящую за пределы намечаемых вариантов трассы.

После соответствующей камеральной обработки материалов, собранных при геологической и гидрогеологической съёмке, выбираются определённые варианты трассы, по которым и производятся в необходимом объёме последующие геолого-разведочные работы.

Буровые работы обычно производятся при глубине заложения тоннелей, не превышающей 100—150 м от поверхности земли. Буровые скважины закладываются в зависимости от стадий проектирования на различных расстояниях одна от другой.

Для получения необходимых инженерно-геологических материалов, к проектному заданию расстояние между скважинами по трассе принимается в 300—500 м. Для технического проекта интервалы между скважинами уменьшаются до 50—100 м.

Как правило, буровые скважины размещаются в стороне от оси трассы на расстоянии 20—50 м. Это требование необходимо соблюдать для того, чтобы в случае применения при проходке сжатого воздуха не было утечки его через скважину.

В зависимости от геологических особенностей района дополнительно закладываются буровые скважины и на поперечниках к трассе.

При инженерно-геологических исследованиях применяются следующие виды бурения: ударное, ударно-вращательное и колонковое.

Первые два типа бурения применяются при прохождении наносов и различных несцементированных или слабо сцементированных коренных пород, например глин, песков, рыхлых песчаников, рыхлых конгломератов и пр., в которых колонковое бурение затруднительно. Колонковое же бурение применяется при прохождении коренных сцементированных пород (скальных). Выбор глубины скважины, диаметра её и вид бурения определяются глубиной заложения тоннеля и особенностями геологического и гидрогеологического строения исследуемого участка.

При прохождении наносов, сравнительно нетрудно поддающихся бурению, применяется ручное ударно-вращательное бурение при глубине скважин до 100 м.

Механическое ударное бурение применяется в случаях более глубоких скважин или при наличии в наносах валунистых и галечниковых отложений.

Образцы пород при бурении, как ручном, так и механическом, следует отбирать через каждые 0,5 м, чтобы не пропустить каких-либо важных прослоек. Все образцы должны быть немедленно описаны с точки зрения состава, физико-механических свойств, степени трудности проходки.

Колонковое бурение в коренных породах имеет значительные преимущества перед ударным, так как благодаря извлекаемым из скважины кернам (столбикам) из горной породы получается более наглядное представление о геологическом строении.

Необходимо тщательно описывать керны, отмечая степень трещиноватости пород и все изменения, вызванные процессами выветривания, выщелачивания и растворения (карстовые известняки и гипсоносные породы).

Однако, бурение даёт значительно менее точные данные о геологическом строении проходимой породы, нежели горно-разведочные работы; последние состоят в проведении шурфов, (иногда шахт) и штолен.

Шурфы дают возможность изучить проходимые горные породы более подробно, так как в этом случае породы можно осматривать непосредственно в стенках шурфа и вырезать монолиты для необходимых лабораторных определений. Недостаток шурфования заключается в том, что глубина шурфов не может быть значительной. Обычно глубина их определяется положением уровня грунтовых вод, ибо шурфование ниже этого уровня значительно увеличивает стоимость разведочных работ вследствие крупных расходов на водоотлив. Размеры шурфов 1 × 1,5 м и 1 × 2 м (при откачке).

Разведочные штольни обычно закладываются на косогорах и в откосах высоких берегов рек. Этот тип горно-разведочной выработки может дать ценный материал для проверки и выбора способов проходки будущих тоннелей, типа крепления, а также постановки необходимых опытов по изучению и определению горного давления и т. д.

К специальным исследованиям относятся: изучение горного давления, определение гидрогеологических элементов (коэффициента фильтрации, скорости движения грунтового потока и т. д.) и лабораторное изучение физико-механических свойств горных пород для получения данных, необходимых для расчёта и проектирования тоннелей.

Специальные гидрогеологические работы проводятся с целью выявления обводнённости водоносных горизонтов. Гидрогеологические условия имеют огромное значение для тоннельного строительства, так как большой приток воды в подземных выработках требует устройства и оборудования дорогостоящих водоотливных установок. При гидрогеологических исследованиях изучается

режим грунтовых вод, для чего часть буровых скважин превращается в стационарные, они оборудуются специальными фильтрами и служат в дальнейшем для наблюдений за колебанием уровня грунтовых вод. Эти стационарные скважины могут быть использованы также для систематического измерения в них температуры грунтовых вод и изучения изменения химического состава вод во времени.

Опытные гидрогеологические работы заключаются в устройстве специальных скважин, закладываемых по одному лучу, или по двум взаимнопересекающимся лучам. Число скважин назначается в зависимости от сложности гидрогеологических условий; обычно число их колеблется от 1 до 15 скважин. Из одной или из двух скважин проводится опытная откачка грунтовой воды, а остальные скважины являются наблюдательными. Такой опытный гидрогеологический участок служит также для изучения направления и скорости движения потока грунтовых вод. При значительной глубине залегания грунтовых вод (30 м и более от поверхности земли) опытные откачки обычно заменяются наливами или нагнетанием воды в буровые скважины.

Таковы основные методы, применяемые при инженерно-геологических исследованиях для выбора трассы проектируемого тоннеля. Собранный материал в виде образцов горных пород, взятых с поверхности или с определённой глубины, а также данные, полученные в результате наблюдений за режимом и составом грунтовых вод, далее тщательно обрабатываются и изучаются. На основе полученных данных инженерно-геологических исследований составляются геологические разрезы вариантов будущей трассы тоннеля и даётся определённый геологический прогноз. Этот прогноз будет тем более надёжным, чем более детально были проведены инженерно-геологические исследования, т. е. чем большее число точек было взято для наблюдений в виде буровых скважин, шурфов или штолен.

Производство инженерно-геологических исследований указанными выше методами требует затраты значительного количества времени и средств.

Уменьшение указанных затрат может быть достигнуто применением геофизических методов разведки, получивших применение лишь в самое последнее время.

Геофизические методы разведок дают возможность обнаружить и изучить непосредственно с поверхности земли последовательность напластований горных пород, их состав, тектонику, форму нарушений и возможность проявления тектонических сил, геофизические свойства породы и т. д. и иногда делают их незаменимыми при предварительном изучении геологии района для выбора вариантов трассы тоннеля.

Геофизические методы можно разделить на следующие виды: гравиметрия, магнитометрия, сейсмометрия, электрометрия и геотермика.

Г р а в и м е т р и я — метод, основанный на изучении строения массива в зависимости от изменения силы тяжести, наблюдаемой в непосредственной близости от исследуемых горных пород.

М а г н и т о м е т р и я — метод, основанный на различии магнитных свойств горных пород.

С е й с м о м е т р и я — метод, основанный на измерении скорости прохождения в горных породах упругих волн, вызываемых искусственными взрывами. В СССР планомерное и систематическое применение этого метода начато в 1930 г. В результате сейсмометрической съёмки был составлен сейсмический разрез по линии Валуйки — Кантемировка — Каменская, давший геологический разрез мела, известняков и гранита. Аналогичным методом был составлен разрез по линии Карталы — р. Ишим и, таким образом, установлен рельеф кристаллического дна Тургайского залива. Для последнего случая глубина разведки доходила до 30 км, что указывает на полную применимость сейсмометрического метода для решения вопросов, связанных с изучением инженерно-геологических условий для тоннелестроения.

Э л е к т р о м е т р и я — метод, основанный на разности электропроводности, наблюдаемой среди различных горных пород. Различные виды электрометрии, которую в СССР принято называть электроразведкой, базируются на

промерах как естественных, так и искусственных электрических и электромагнитных полей.

Геотермика — метод, основанный на изучении распределения температуры на различных глубинах в зависимости от теплопроводности горных пород, характера их залегания, циркуляции подземных вод и пр.

В последнее время геофизические методы находят всё большее применение при производстве инженерно-геологических исследований. Однако необходимо иметь в виду, что большинство вышеназванных методов дают материал, характеризующий геологические условия массива лишь в относительной и общей форме, и что для получения конкретных данных, необходимых для проектирования тоннеля, требуется производить описанные выше бурение, шурфование и др. Для тоннелей с глубоким заложением (свыше 500 м), когда закладка буровых скважин, шахт и т. п. явно невозможна или очень затруднительна и требует значительных затрат, геофизические методы разведки должны быть широко применены наряду с подробным изучением всех открытых обнажений геологических напластований.

§ 5. ЗНАЧЕНИЕ ТЕКТониКИ ПРИ ТОННЕЛЬНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Предварительное знание истории формирования и жизни горной породы в районе производства инженерно-геологических изысканий является обязательным условием. Правильно установленная стратиграфия, т. е. последовательность напластований и их возраст дают возможность геологу, ведущему изыскания, легко ориентироваться и целесообразно назначать разведочные работы.

Восстановить условия генезиса горных пород и их историю очень важно для инженерно-геологической оценки пород. Кроме того, известно, что горные породы отличаются различными свойствами не только в зависимости от их образования, но также и от тех условий, в которых они находились впоследствии.

Для изображения геологической истории района, намеченного для изысканий, можно пользоваться применяемым в геологии способом построения историко-геологической кривой, которая выражает главнейшие явления геологического процесса. Этот метод был успешно применён впервые для площадки Дворца Советов в Москве и в настоящее время получил широкое применение.

Для построения историко-геологического графика по горизонтали откладывают отрезки, соответствующие примерному возрасту пород в миллионах лет (по Холмсу). За горизонтальную ось принимают обыкновенно уровень моря, а по вертикали откладывают предполагаемые глубины бывших бассейнов и мощность осадков, а также высоту рельефа суши в разные периоды жизни страны. Инженерно-геологическая интерпретация этого графика заключается в том, что в каком-либо определённом масштабе откладываются по ординатам отрезки, соответствующие давлению вышележащих пород на интересующий нас слой.

Условия залегания горных пород массива, главным образом осадочных, имеют при строительстве тоннелей весьма большое значение. Сложные формы залегания горных пород, образующихся от тектонических причин, вызывают значительную изменчивость инженерно-геологических условий на коротком протяжении. Примером может служить сравнение двух трасс тоннеля: по простиранию и вкрест простирания пластов горных пород.

Осадочные горные породы, залегающие в первоначальном своём положении (горизонтальном), обычно называются «ненарушенными». Там, где они встречаются в положении, отличающемся от первоначального, их называют «нарушенными». Тектонические процессы действуют на слои как в горизонтальном (тангенциальном) направлении, так и вертикальном (радиальном) и вызывают образование складок, надвигов, сдвигов, флексур и сбросов.

В тектонически сложных районах тоннели могут проходить в различных направлениях по отношению к напластованию горных пород. Усложняющим обстоятельством, которое нужно иметь всегда в виду при строительстве тоннелей, может быть наличие интрузий и излияний магматических пород, залегающих несогласно с осадочными породами.

Все эти нарушения в залегании горных пород, являясь неблагоприятными при производстве тоннельных работ, должны особо учитываться и при составлении геологического разреза; поэтому нельзя ограничиваться составлением только продольного разреза. Необходимо также иметь достаточный материал для целого ряда геологических разрезов и на поперечниках.

§ 6. ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ТРАССЫ

В тесной связи с тектоническими нарушениями находятся и гидрогеологические условия будущей трассы тоннеля. При строительстве тоннелей часто приходится встречаться со значительным водообилием горных пород. Приток грунтовых вод в подземные выработки составляет иногда более одного кубического метра в секунду. Нужно только иметь в виду, что максимальный расход источника бывает непродолжителен и затем расход быстро падает. Максимумы притока воды по отдельным тоннелям [следующие: тоннель Мон д'Ор — до 10 000 л/сек, Симплон до 1 500 л/сек, Коль-ди-Тенда — до 1 100 л/сек и т. д.

Правильно поставленный прогноз возможного притока грунтовых вод в подземные выработки позволит при строительстве тоннеля своевременно предусмотреть необходимые мероприятия по борьбе с водой.

Сильная трещиноватость может нарушить водоносность горной породы за счёт опускания воды на более низкие горизонты. Однако не всегда сильная трещиноватость горного массива может обеспечить выработку от притока воды. В большинстве случаев трещиноватость является, наоборот, причиной проникновения воды в выработку в зависимости от режима грунтовых вод в верхних горизонтах и, следовательно, от атмосферных осадков.

Примером может служить Сен-Готардский тоннель. Вследствие сильной трещиноватости и нарушенности горной породы вода ушла ниже отметки подошвы тоннеля. Поэтому в горном массиве не наблюдалось никаких скоплений воды; вообще же приток воды в тоннеле зависел исключительно от питания массива из верхних слоёв горного хребта.

Примером сильно водоносного тоннеля является двухпутный Джаккурский тоннель (Армения), имеющий длину 1 705 м.

Породы, в которых заложен этот тоннель, довольно однообразны и представлены андезитовой туфовой лавой с местными включениями и прослойками песчано-глинистых пород. Над тоннелем протекает река, имеющая расход воды: минимальный 200 л/сек и максимальный 3 000 л/сек. Установлено, что приток воды в тоннель находится в прямой зависимости от количества воды в реке и с теми же пределами сезонных колебаний расхода; таким образом, бывают периоды, когда в тоннель проникает воды почти столько же, сколько течёт её в открытом русле.

Карсты (пустоты) и каверны имеют большое значение при строительстве тоннелей. При постройке одного тоннеля на Северо-Донецкой дороге в известняках встречались каверны, иногда заполненные водой. С проведением тоннеля вода по трещинам горной породы выливалась из своих подземных резервуаров, причём приток воды в одном случае был настолько обилён, что направляющая галерея и весь тоннель оказались затопленными слоем воды, доходившим до 0,70 м. Одна из таких пещер оказалась на оси тоннеля и была поэтому подробно исследована. Наиболее сильный из числа открытых ключей имел расход воды до 50 л/сек. При инженерно-геологических исследованиях необходимо производить химические анализы воды для учёта тех составных частей, которые особенно вредны для бетона. Нужно иметь в виду, что некоторые растворённые в воде соли и газы разрушающе действуют на бетонные, а иногда и металлические части сооружения.

Подземные воды считаются вредными по химическому составу тогда, когда они кислые ($\text{РН} = 7$), мягкие (с жёсткостью менее 7 немецких градусов) и содержат агрессивную уголекислоту, органические кислоты, сернокислые соли, сульфат магния, хлористого магния и сероводород.

Жёсткие воды с большим содержанием ионов кальция обладают слабой агрессивностью. При наличии большого содержания агрессивной уголекислоты и

ионов кальция подземные воды не являются агрессивными, так как в этом случае вредное влияние агрессивной уголекислоты будет парализовано ионами кальция.

Следовательно, могут встречаться подземные воды с уголекислой и сернокислой агрессивней, а также воды кислые и очень мягкие. Степень вредного влияния на материал сооружения при наличии той или другой агрессии зависит от скорости потока грунтовых вод. При этом, чем больше эта скорость, тем более опасными являются подземные воды.

§ 7. ПОДЗЕМНЫЕ ГАЗЫ

При тоннельном строительстве могут встречаться газы, наличие которых может вызвать значительные трудности при проходке подземных выработок. Наиболее опасными и вредными газами являются метан (гремучий газ, рудничный газ, болотный газ); он не имеет запаха и вкуса, бесцветен и не ядовит. Вследствие небольшого удельного веса метан собирается в верхних частях горных выработок и образует вместе с воздухом гремучую смесь, опасную по взрывам.

Для проветривания выработок, наполненных метаном, требуется мощная вентиляция. Метан появляется обычно при вскрытии выработками битуминозных, нефтеносных, а также угленосных геологических образований. Выделение метана из породы совершается постепенно и незаметно, с большей или меньшей силой. Известны случаи, когда метан появлялся при производстве буровых работ у Ладожского озера, где под большим давлением из скважины выбрасывались газ и вода, последняя — до 1 000 м³/ч.

Углекислый газ не имеет цвета и запаха, растворяется в воде, образуется при разложении веществ растительного и животного происхождения. Вследствие своего большого удельного веса углекислый газ скапливается в пониженных частях подземных выработок. Углекислый газ вредно влияет на человека потому, что при высоком проценте содержания его в воздухе в последнем оказывается недостаточно кислорода.

При содержании в воздухе уголекислого газа от 3 до 4% наступает одышка, а при 6—8% начинаются сердцебиение, кашель и головные боли; при 10 и 11% наступает обморочное состояние и спустя некоторое время — смерть; приблизительно при 30% уголекислого газа в воздухе дыхание становится невозможным, и в таком воздухе человек мгновенно теряет сознание. При появлении уголекислого газа в незначительных количествах наилучшим способом борьбы с ним является усиленная вентиляция. Значительные выделения уголекислого газа наблюдались в одном из тоннелей Черноморской дороги.

Сероводород — бесцветный газ, имеет очень неприятный запах гнилых яиц, горький вкус, очень ядовит, взрывчат. Способность взрываться начинается при содержании его в воздухе — 6%. Сероводород действует на известковый раствор и кирпич, разъедая их.

Заслуживает внимания случай, когда сероводород был встречен при постройке Аппулийского водопровода, расположенного в горном массиве Апеннин в Южной Италии. Тоннели этого водопровода залегают в серой, несколько иловатой и легко размываемой глине. При проходке тоннеля была встречена твердая скальная порода, которая при соприкосновении с водой (и с влажным воздухом) жадно впитывала её и превращалась в вязкую массу. В период постройки было замечено, что во многих местах кладка разрушается не вследствие давления окружающей породы, а от воздействия воды. Оказалось что из горного массива во многих местах выходят углекислый газ и сероводород.

Азот может встречаться при проходке подземных выработок в более молодых изверженных горных породах. Этот газ обычно скапливается в верхних частях подземных выработок.

§ 8. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

Физико-механические свойства горных пород являются существенными факторами, от которых зависят прочность, устойчивость и равновесие этих пород.

К основным физико-механическим свойствам горных пород относятся: гранулометрический состав, удельный вес, объёмный вес сухой породы, объёмный вес при естественной влажности, пористость, естественная влажность, пластичность, размокаемость, уплотняемость, линейная и объёмная усадка, капиллярность, влагоёмкость, фильтрация.

Для несцементированных пород определяют, кроме того, угол естественного откоса, коэффициент трения и сцепления и строят компрессионные кривые, а для скальных пород — морозоустойчивость, временное сопротивление сжатию, сопротивление на разрыв и пр.

При проектировании и сооружении тоннелей определяют также модуль Юнга, коэффициент Пуассона и коэффициент постели пород, знание которых необходимо при расчёте тоннельных обделок.

Подробное описание физико-механических свойств горных пород и методы их лабораторных исследований здесь не приводятся, так как таковые излагаются в курсе «Механика грунтов, основания и фундаменты».

§ 9. ТЕМПЕРАТУРА ТОННЕЛЬНОЙ ВЫРАБОТКИ

Определение максимальной температуры, которая может встретиться при производстве работ в тоннельном строительстве, а также определение возможной температуры в тоннеле во время его эксплуатации имеют большое значение, а потому при проведении инженерно-геологических изысканий на определение температуры необходимо обратить самое серьёзное внимание.

Известно, что в сухом воздухе человек может работать при температуре от $+45^{\circ}$ до -50° ; при влажном воздухе работа уже при $+40^{\circ}$ становится невозможной, что и заставляет прибегать в этом случае к его искусственному охлаждению.

В равной степени охлаждение воздуха ниже 0° в эксплуатируемом сыром тоннеле приводит к образованию в нём наледи, сильно затрудняющей движение поездов.

Температура воздуха на больших глубинах может быть весьма значительной.

Данные о максимальных температурах, встреченных строителями тоннелей, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Наименование тоннеля	Длина тоннеля в км	Высота над уровнем моря наивысшей точки тоннеля в м	Наибольшая толщина залегающего над тоннелем слоя породы в м	Максимальная температура в тоннеле в $^{\circ}\text{C}$
Симплон 1	19,780	705	2 136	55,4
Сен-Готард	14,984	1 155	1 706	35,0
Мон-Сенис	12,849	1 295	1 654	30,1
Лечберг	14,605	1 244	1 560	34,2
Борсук	4,776	734	1 300	10,5
Вохейн	6,339	530	1 000	12,8
Гренхенберг	8,565	545	900	26,5
Сурам	3,998	774	366	23,0

Из приведённой таблицы видно, что в некоторых случаях (Симплон) строители встречали максимальную температуру тоннельной выработки, которая вынуждала их прибегать к устройству охлаждения при производстве строительных работ.

Определение максимальной температуры на глубине проектируемого тоннеля связано с большими трудностями, так как до определённой глубины от поверхности земли колебания температуры находятся в зависимости от колебания температуры на поверхности земли. С некоторой глубины колебания температуры на поверхности земли уже прямо не сказываются на температуре горной породы. Слой постоянной температуры называется та глубина залегания горной породы, до которой не достигают колебания температуры поверхности земли. С этого

слоя, имеющего постоянную температуру, начинается уже неизменное повышение температуры с глубиной. Глубина в метрах, соответствующая увеличению температуры на 1° , называется геотермической ступенью.

Глубина постоянного слоя и величина геотермической ступени зависят от ряда факторов, как то: различной теплопроводности горных пород, наличия открытых водоёмов и подземных вод, рельефа поверхности, географической широты данного района и пр.

Геотермическая ступень в среднем близка к 30 м, т. е. повышение температуры на 1° примерно соответствует каждому 30 м глубины. Обратная величина, т. е. перепад температуры, соответствующий изменению глубины в 100 м, называется геотермическим градиентом: численное его значение равно в среднем 3°С .

Для определения величины геотермической ступени необходимо знать среднюю температуру воздуха данной местности. Поэтому при производстве инженерно-геологических изысканий необходимо установить несколько метеорологических станций на различных высотах. Если известны средняя температура воздуха данной местности, величина геотермической ступени и глубина слоя постоянной температуры, то температуру на заданной глубине определяют по формуле:

$$t_m = t_a + \frac{m - n}{T},$$

где t_m — искомая температура породы на заданной глубине;

t_a — средняя температура воздуха;

T — величина геотермической ступени;

n — глубина слоя постоянной температуры;

m — заданная глубина.

В Москве, например, средняя годовая температура воздуха равна $+4^\circ\text{С}$, глубина слоя постоянной температуры равна 25 м и геотермическая ступень равна 30 м. Согласно приведённой выше формуле температура породы на глубине 100 м равна $+6,5^\circ$, на глубине 300 м равна $+13^\circ$, а на глубине 1000 м равна $+36,5^\circ$.

Как правило, величина геотермической ступени в равнинной местности более постоянна по сравнению с горной местностью, для которой эта величина больше. Так, при средней величине в 30 м величина геотермической ступени на вершине Мон-Сенис равна 50 м, а на вершине Сен-Готардского перевала соответственно — 44 м; на вершине Симплон — 43,5 м, а на вершине Сурамского перевала — 44,7 м.

Иногда величина температуры на заданной глубине может быть определена и при отсутствии данных о средней температуре воздуха. Примером этого может служить изложенный ниже теоретический расчёт, произведённый академиком Ф. Ю. Левинсон-Лессингом для тоннеля под Архотским перевалом на Кавказе. Величина геотермической ступени была принята в этом случае равной 45 м на основании сравнения данных по горным тоннелям под вершинами Сен-Готард, Симплон и Мон-Сенис и определения её при помощи аэротермического градиента. Этот последний представляет собой величину понижения температуры, соответствующую подъёму на 100 м.

Средняя годовая температура местности, лежащей ниже Архотского перевала на 530 м, равнялась $3,4^\circ\text{С}$. Приняв аэротермический градиент в $0,5^\circ$ (на 100 м), академик Левинсон-Лессинг получил величину необходимой прибавки для перевала равной

$$530 \cdot 0,01 \cdot 0,5 = 2,6^\circ.$$

Отсюда температура воздуха на вершине перевала была определена равной

$$3,4^\circ - 2,6^\circ = 0,8^\circ\text{С}.$$

Для перехода к искомой температуре почвы на вершине перевала при повышении последнего над уровнем моря в 2 886 м соответствующая прибавка, определённая по таблице Кенигсбергера, составила $3,5^\circ\text{С}$.

В результате этого температура породы Архотского перевала была определена равной:

$$0,8 + 3,5^{\circ} = 4,3^{\circ} \text{ С.}$$

Геотермическая ступень, как указано выше, была принята равной 45 м.

На основании приведённых данных и формулы температура породы на глубине заложения тоннеля была определена в $37,5^{\circ}$.

§ 10. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПРОГНОЗ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

Величина горного давления зависит от ряда геологических факторов, а также, в известной мере от способов производства работ; поэтому точное определение величины горного давления представляет большие затруднения.

При проходке всяких подземных выработок в горном массиве возникают изменения в распределении напряжений, проявляющиеся в виде горного давления, обусловливаемого давлением части вышележащих пород. Кроме вертикального давления в массиве могут иметь место боковое и осевое давления, связанные с тектоническими процессами.

При изучении горного давления в зависимости от механических свойств различных горных пород их разделяют на четыре группы: сыпучие, плавунные, пластичные и твёрдые.

Производство работ в породах сыпучих представляет для строителей большие затруднения, так как при нарушении статического равновесия горное давление начинает быстро возрастать. Даже небольшие щели в креплении могут вызвать вывалы значительного объёма породы с образованием пустот, дальнейшим обрушением их и деформацией земной поверхности.

Ещё более сложным является устройство тоннелей в породах плавунных. В таких породах работа по строительству тоннелей обычно осуществляется специальными методами с применением сжатого воздуха или с предварительным замораживанием водонасыщенных пород. При проходке обычным горным способом, как правило, в подземные выработки поступает значительное количество подземных вод вместе с породой, что создаёт большие затруднения при проходке.

Проходка подземных выработок в породах пластичных характерна тем, что эти породы имеют способность разбухать и вдавливаясь в выработку, перегружая, таким образом, тоннельную крепь.

К группе пластичных пород относятся глины, затем суглинки, мергели, мягкие сланцевые породы и др.

Проявление горного давления в глинах, а иногда и в мергелях начинается часто при одном лишь соприкосновении обнажённых поверхностей подземных выработок с атмосферным воздухом. При воздействии воды на глину её объём увеличивается; при этом возрастает горное давление за счёт объёма воды.

Совершенно иные условия проходки тоннелей встречаются в породах четвёртой группы, т. е. твёрдых.

В этих последних силы давления горных пород обуславливаются упругими свойствами их при всестороннем сжатии.

Сложность геологических и гидрогеологических условий, которые могут встретиться при тоннельном строительстве, в значительной степени усложняет решение вопроса о предварительном определении горного давления. Даже при производстве самых строительных работ, когда горные породы уже вскрыты подземной выработкой (штольня, тоннель и т. п.), зачастую нельзя иметь точного суждения о величине горного давления. Тем не менее прогноз хотя бы ориентировочного характера имеет большое значение для проектировщиков и строителей тоннелей.

Ниже приводятся некоторые общие указания, заимствованные из тоннельно-строительной практики заграничных и СССР.

Чаще всего проявляется вертикальное давление, достигающее иногда огромной силы. Может иметь место также и боковое давление, связанное либо с нарушением в залегании геологических напластований, либо при проходке подземных

выработок в неустойчивых песчано-глинистых породах, а также в горных породах, разбитых трещинами.

При производстве тоннельных работ в песчаниках следует обращать внимание на толщину слоёв и иметь в виду, что тонкослойные песчаники при тоннельной разработке могут оказывать более высокое горное давление и более сильное провисание кровли, нежели толстослойные. При проходке тоннелей в песчаниках, особенно коротких тоннелей в Сибири, надлежит обращать внимание на морозоупорность горных пород. Мягкие зернистые песчаники особенно предрасположены к разрушению морозом. Чем тоньше слой породы, тем скорее разрушаются обнажённые в тоннеле части горного массива.

Конгломераты представляют для тоннельных работ всегда много затруднений ввиду возможных обвалов, обрушений, притока воды, повышенных горных давлений.

Так, в конгломератах из известняковых пород, связанных водопроницаемой иловато-глинистой массой, может быть сильное вымывание связывающей массы, а также выщелачивание и выветривание основной породы.

Встреча мергелей при тоннельных работах весьма часто и крайне неблагоприятно отражается на успехе работы. Залегая в горном массиве в виде слоистосланцевых пластов, мергели являются породой весьма слабой. Впитывая жадно воду, они совершенно размягчаются и становятся пластичными. Вертикальное и боковое горное давление может в этом случае достигать весьма больших величин. Поэтому увеличение расчётной высоты свода обрушения является для мергелей весьма целесообразным.

Глины в значительной степени подвержены разрушению от выветривания. Потеря воды является фактором, сильно нарушающим пластичность породы. Это обстоятельство является неблагоприятным в тоннельном деле, так как величина давления горных пород от этого начинает постепенно изменяться в неблагоприятную сторону. Прекрасным подтверждением сказанному может служить один из тоннелей Армавир-Туапсинской дороги, залегающий в нефтеносных глинах. Эти глины (глины майкопской свиты) подвержены выветриванию и распадаются на мелкие листочки, образуя громадные осыпи.

Величина горного давления зависит в значительной степени от характера тектоники, т. е. нарушения в залегании геологических напластований, в которых сооружается тоннель. Необходимо установить характер складчатости. При проходке тоннеля по простиранию слоёв горных пород в антиклинальной складке величина горного давления обычно больше, чем при заложении тоннеля вкрест простирания слоёв.

В синклинальных складках следует ожидать проявления горного давления значительно большего, чем при проходке в антиклинальных складках.

При проектировании и строительстве тоннелей распределение действующих нагрузок (горизонтальное и вертикальное давление пород), а равно определение характера горных пород как основания требуют глубокого изучения как физических, так и механических свойств последних. Знание и умение пользоваться данными этих свойств горных пород позволит с достаточной достоверностью подойти к расчётам тоннельных сооружений и, таким образом, во многих случаях избежать ненужных запасов прочности и связанных с этим излишних затрат средств.

ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТОННЕЛЕЙ

§ 11. ТОННЕЛИ КАК СРЕДСТВО ПРЕОДОЛЕНИЯ ПРЕПЯТСТВИЙ В ПЛАНЕ И ПРОФИЛЕ

1. Значение тоннеля как элемента железнодорожной трассы

При проектировании железной дороги и каждого отдельного её сооружения стремятся обеспечить наиболее дешёвый, безаварийный и удобный транспорт. Эти требования должны быть соблюдены особенно строго при проектировании тоннелей, которые, будучи мощным средством улучшения тяговых условий трассы, требуют больших капитальных затрат при их возведении.

Тоннели, с одной стороны, расширяют технические возможности при изыскании наилучших решений трассы, в особенности в тяжёлых условиях её укладки, а с другой стороны, эксплуатационная целесообразность трассы предъявляет соответствующие требования к проектированию тех же тоннелей. Эта тесная взаимозависимость между трассой и тоннелями должна быть полностью учтена при проектировании как самой трассы, так и расположенных на ней тоннелей.

Из значительного числа объектов, требующих транспортного обслуживания, выделяются отдельные объекты или группы объектов, которые в силу своей большой экономической значимости оказывают решающее влияние на расположение проектируемой трассы. Эти пункты, называемые опорными экономическими пунктами, служат направляющими вехами при проектировании дороги.

Таковыми опорными пунктами могут быть и другие важные в политическом и оборонном отношении центры.

Между выбранными или наперёд заданными опорными пунктами дорога должна быть проведена так, чтобы она, обслуживая все намеченные центры, осуществляла транспортную связь по возможности кратчайшим путём.

В зависимости от того, превалирует ли местное или транзитное значение дороги, трасса будет отклоняться больше или меньше от кратчайшего направления между намеченными центрами.

При окончательном уточнении расположения трассы не всегда удаётся осуществить те решения, которые представляются наиболее целесообразными в экономическом отношении. Встреченные при укладке трассы природные препятствия отклоняют её от намеченного прямого направления. Эти препятствия могут быть как в плане (контурные препятствия), так и в профиле (высотные препятствия).

К контурным препятствиям относятся озёра, болота, крупные водотоки, оползневые и закарстованные участки, населённые пункты, индустриальные и горнопромышленные комплексы, парки и другие особо ценные объекты.

Высотными препятствиями являются все формы рельефа земной поверхности, которые в той или иной мере влияют на расположение проектируемой линии, т. е. холмы, горы, возвышенные водоразделы, глубокие долины и пр.

2. Применение тоннелей для преодоления препятствий в плане

Контурные препятствия оказывают влияние преимущественно на план линии, но иногда они влияют и на её продольный профиль, предъявляя определённые требования к высотному расположению проектируемой дороги.

Обход контурных препятствий вызывает удлинение линии, а вместе с тем и увеличение эксплуатационных издержек. Поэтому в некоторых случаях может быть экономически и эксплуатационно целесообразнее не обходить то или иное контурное препятствие, а преодолеть его при помощи специальных сооружений, как то: мостов, эстакад, тоннелей, дамб и т. п. В других случаях контурное препятствие может иметь такие размеры и быть так расположено, что возможность его обхода вообще исключается.

Постройка тоннелей как средство для преодоления контурных препятствий является целесообразным решением в техническом, экономическом и оборонном отношениях при пересечении оползней, осей, участков, угрожаемых снежными лавинами, крупными водотоками, морских проливов и т. п. Ниже приводятся некоторые характерные примеры преодоления подобных препятствий тоннелями.

В ряде случаев, при долинных и кособорных ходах, пересекающие трассу оползни могут иметь такую протяжённость поперёк направления трассы, что обход их оказывается или сильно затруднённым или вообще невозможным. Приходится преодолеть оползень путём его пересечения. Это пересечение может быть осуществлено: эстакадой, тоннелем или обычным земляным полотном.

В последнем случае предварительно должна быть проведена широкая система мероприятий по ликвидации причин, вызывающих появление оползня, и по стабилизации оползневого участка.

Если оползнями охвачена мощная толща пород при большой площади района с нарушенным равновесием земляных масс и если грунтовые потоки, питающие тело оползня, расположены глубоко, то намеченные оздоровительные мероприятия могут оказаться не вполне надёжными и, кроме того, очень дорогими. В таких случаях целесообразнее пересечь оползень эстакадой или тоннелем.

Пересечение оползня эстакадой может быть экономически выгодным при мощности оползающих масс не более 5 м. Так как фундаменты опор эстакады должны быть расположены на достаточной глубине в ненарушенных породах, чтобы выдержать значительное давление наползающих земляных масс, то при мощности последних более 5 м оказывается выгоднее пройти район оползня тоннелем, расположенным в зоне устойчивых пород. С этой целью необходимо или отклонить трассу в сторону кособора или опустить её ниже оползня.

Интересный пример преодоления контурных препятствий специальными сооружениями представляют тоннели на оползневых участках Черноморской дороги.

Сравнительно узкая ровная полоса земли между подошвой склонов Кавказского хребта и берегом моря пересекается в нескольких местах оползнями. В настоящее время оползни здесь настолько развиты, что занимают всю ширину этой полосы. Подъём трассы и укладка её на крутые склоны гор вызывает значительное удлинение линии и большие потерянны уклоны, которые приводят к соответственному увеличению перевозочных расходов.

В результате подробных изысканий было выяснено, что наилучшее решение может дать только трасса, расположенная вдоль берега моря, т. е. в районе оползней. Береговой вариант давал самую короткую линию при очень спокойном продольном профиле.

В качестве мер, обеспечивающих безопасное пересечение оползней, были разработаны три решения:

а) оздоровительные мероприятия по стабилизации оползней и укладка земляного полотна на поверхности последних;

б) переход оползней эстакадами с пропуском оползающих масс грунта между опорами эстакад и заложением фундаментов этих опор значительно глубже плоскостей скольжения оползней, и

в) пересечение района оползней тоннелями, заложенными глубоко в зону коренных пород.

Сравнение подробно разработанных проектов по этим трём вариантам привело к заключению, что самое целесообразное мероприятие как в смысле первоначальных капитальных затрат и эксплуатационных расходов, так и гарантии бесперебойности движения поездов представляет тоннельный вариант, который и был принят к исполнению.

На скальных косогорах круче $30-35^\circ$, сложенных из трещиноватых выветривающихся пород, часто возникают осыпи. В зависимости от крутизны косогора, интенсивности процесса выветривания и условий подмыва подошвы осыпей последние могут иметь разную мощность.

При большой протяжённости, но незначительной мощности осыпей пересечение их эстакадой является правильным решением. В таком случае поток осыпающегося материала пропускается между опорами эстакады.

Если мощность осыпей велика, то давление наползающих масс на опоры эстакады может оказаться настолько значительным, что будет выгоднее пересечь осыпи тоннелем или крытой галлереей.

В высокогорных районах мощный снежный покров и большая крутизна склонов являются причиной образования лавин, которые представляют определённую угрозу для безопасности и бесперебойности движения по дороге. В той же степени опасны снежные заносы. На перевальных, горных участках снежные заносы принимают особенно большие размеры, так как резкие формы рельефа делают здесь неизбежными глубокие выемки, а они-то и способствуют образованию заносов.

Для борьбы против лавин и снежных заносов применяют защитные снеговые галереи и тоннели.

В США и Канаде в начальном периоде строительства железных дорог, когда пересечение горных перевалов производилось на высоких отметках открытыми выемками и вершинными тоннелями, крытые снеговые галереи строились в большом количестве. Самая длинная в мире снеговая галерея длиной 47 км находится в Канаде на Центральной Тихоокеанской железной дороге при пересечении горной цепи Сиерра-Невада.

По мере увеличения интенсивности движения, когда высокое пересечение перевалов оказывалось в эксплуатационном отношении невыгодным, вместе с переходом к более низко расположенным тоннелям ликвидировались и крытые галереи в вершинных участках трассы.

3. Применение тоннелей для преодоления препятствий в профиле

На современных железнодорожных магистралях сконцентрированы мощные грузовые и пассажирские потоки. Эффективным средством для преодоления высотных препятствий и создания дороги с высокими техническими показателями (отсутствие лишних пробегов, минимум вредных подъёмов) являются тоннели. Последние не только улучшают эксплуатационные качества дороги, но во многих случаях являются единственным средством для преодоления высотных препятствий.

Показателем значения тоннелей в создании железнодорожных связей могут служить многочисленные альпийские тоннели, построенные в конце прошлого и начале нынешнего столетия. Высокие массивы Альп долгое время не давали возможности осуществить прямую железнодорожную связь между Италией, Швейцарией и Францией; это продолжалось до тех пор, пока строительная техника не достигла такой степени развития, которая позволила прокладывать под горными хребтами железнодорожные тоннели длиной до 20 км.

Применением тоннелей обеспечивается, кроме того, возможность уменьшения уклонов и тем самым увеличения веса поездов и скорости движения. Горные участки многих крупных железнодорожных магистралей Европы и Америки являлись долгое время лимитирующими их провозную способность, так как при первоначальной постройке дороги были допущены большие уклоны. Хотя впослед-

ствии на этих участках применялась кратная тяга, всё же не удавалось увеличить вес поездов до пределов, соответствующих возросшему движению. Как будет показано далее на некоторых характерных примерах, единственным средством эффективной реконструкции таких дорог явилась постройка тоннелей.

Насколько велики эксплуатационные выгоды от спрямления линии, уменьшения преодолеваемых высот и смягчения уклонов, хотя для этого необходимы крупные капитальные затраты, показывает следующий пример. В Италии была запроектирована прямая железнодорожная связь Генуи с Пармой. На участке пересечения горной цепи Апеннин между Генуей и Борго около 70 км (больше половины длины линии) должны быть уложены в тоннелях, среди которых некоторые имеют значительную длину.

Последнее десятилетие замечательно тем, что горные тоннели начинают находить широкое применение и на автомобильных дорогах (в особенности в США). Это обстоятельство является косвенным показателем того, что интенсивность автотранспорта настолько возросла, что вполне оправдывает устройство тоннелей на автомобильных дорогах.

В последнее десятилетие закончено, а в настоящее время находится в постройке несколько крупных подводных тоннелей как под многоводными реками, так и под морскими проливами. При этом строительство подводных тоннелей велось не только под железную дорогу, но также и для автомобильного транспорта и пешеходного движения.

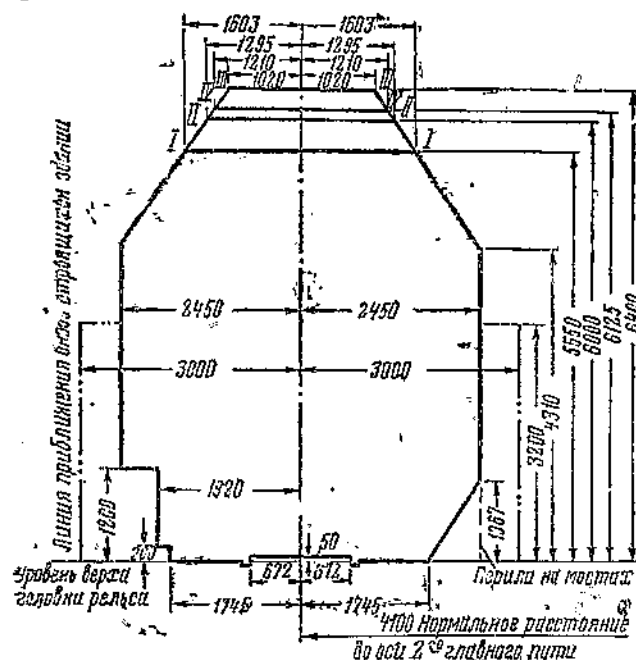
§ 12. ГАБАРИТЫ И ВНУТРЕННЕЕ ОЧЕРТАНИЕ ТОННЕЛЕЙ

1. Габариты тоннелей на прямых участках

Форма и размеры внутреннего свободного пространства тоннелей зависят прежде всего от форм и размеров того подвижного состава или оборудования, которые они должны пропустить или вместить.

Для подвижного состава сети железных дорог СССР нормальной колеи установлены единые требования в отношении максимальных размеров его (ОСТ 6435). Нарушение установленного габарита недопустимо как в груженом, так и в порожнем состоянии подвижного состава.

С учётом же возможных колебаний подвижного состава техническими условиями предусмотрен некоторый зазор между габаритом его и строениями вдоль пути. Ввиду недопустимости задевания подвижным составом расположенных вдоль пути строений установлен габарит приближения строений с учётом всех возможных случаев, могущих вызвать выход неко-

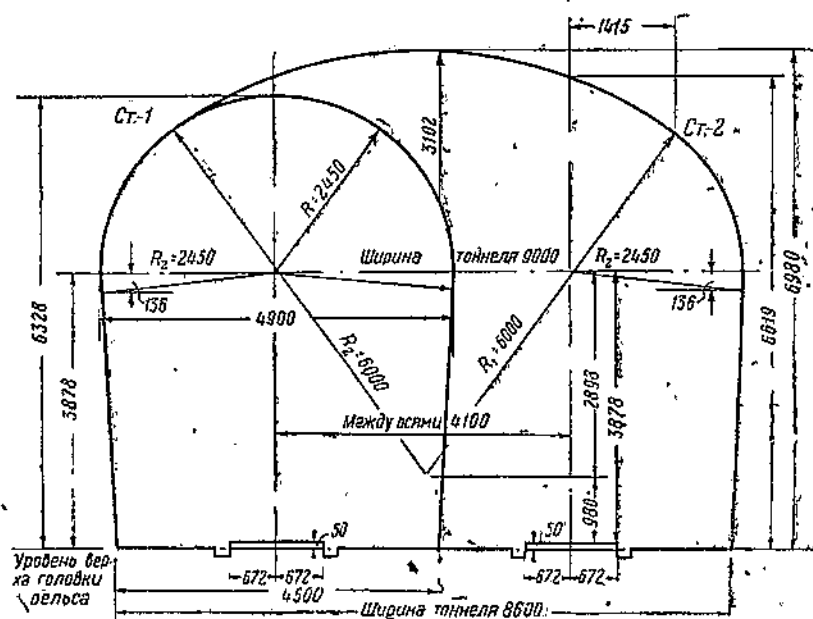


Фиг. 5

торых частей подвижного состава за пределы его габаритов. На сети железных дорог СССР руководящим габаритом приближения строений является габарит 2-С (ОСТ 6435) (фиг. 5).

В соответствии с этим габаритом разработаны тоннельные габариты для однопутных тоннелей СТ-1 и для двухпутных тоннелей СТ-2. Эти габариты хотя несколько и засекают в верхних углах габарит приближения строений 2-С, но

попадание какой-либо выступающей части подвижного состава в пространство пересечения исключено, так как токосниматель электровозов и моторвагонных



Фиг. 6

секций даже при максимальных своих отклонениях не достигает места пересечения (фиг. 6).

2. Рациональные формы внутреннего очертания тоннелей

При определении внутренних контуров тоннелей необходимо учесть:

- а) требования габарита приближения строений;
- б) строительные требования;
- в) эксплуатационные требования;
- г) требования экономической целесообразности.

Тоннельные габариты СТ-1 и СТ-2 являются лишь возможными решениями внутреннего очертания железнодорожного тоннеля, наиболее точно удовлетворяющими требованиям габарита приближения строений. Последние могут быть превзойдены в случаях, когда это явится целесообразным в эксплуатационном и строительном отношениях.

Помимо основного назначения тоннели могут быть использованы для проведения вдоль пути электропроводов, кабелей, труб и т. п.; в них также могут быть размещены устройства сигнализации и автоблокировки, а также должно быть предусмотрено свободное пространство для прохода людей при остановке поезда.

Особенно большое значение имеет площадь поперечного сечения для вентиляции длинных тоннелей и снижения воздушного сопротивления при проходе через них поездов большой скорости. Как будет указано ниже, при рассмотрении вопроса о смягчении продольного профиля желательнее оставлять избыточную площадь, облегчающую циркуляцию воздуха в тех случаях, когда паровозы должны проходить тоннель при полной форсировке, особенно на участках с двойной тягой и предельным уклоном. Тоннельная комиссия инженеров Американского общества железных дорог пришла к заключению, что в некоторых условиях может оказаться выгоднее дать избыточную площадь поперечного сечения тоннеля, чем идти на смягчение уклонов сырых тоннелей.

Большое выделение вредных газов в автодорожных тоннелях при интенсивном движении привело к раздельному подводу свежего и отводу загрязнённого

воздуха, что при длинных тоннелях требует устройства вентиляционных каналов больших размеров.

На внутреннее очертание тоннеля могут оказать влияние требования целесообразного выбора формы конструкции тоннельной обделки.

В конструктивном отношении самая рациональная форма поперечного сечения тоннельной обделки будет та, при которой изгибающие моменты сведены к минимуму (см. главу VII).

Указанные соображения имеют важное значение для случаев, когда тоннель расположен в рыхлых, легко уплотняющихся породах, в которых нельзя рассчитывать на появление сколько-нибудь значительного отпора породы вследствие упругой деформации обделки.

При расположении тоннелей в плотных или скальных породах упругие деформации обделки должны вызвать значительный отпор окружающих пород и тем самым не дать возможности изгибающим моментам возрасти. Поэтому в скальных породах можно свободнее, чем в мягких, выбирать форму внутреннего очертания тоннеля, не рискуя вызвать этим большое перенапряжение тоннельной обделки.

На очертание обделки могут влиять также применяемые строительные материалы и приемы работы. В настоящее время при щитовой проходке применяют, за редкими исключениями, круговую форму.

Удовлетворяя предъявляемым эксплуатационным и строительным требованиям, нужно в то же время стремиться не допускать никаких излишеств в площади поперечного сечения тоннеля, так как с её увеличением растут объемы выработки породы и обделки, а следовательно, растёт и стоимость тоннеля. Таким образом, наравне с другими условиями всегда должны быть соблюдены требования экономической целесообразности.

3. Уширение тоннелей на кривых

Приведённые размеры габаритов приближения строений выведены для прямолнейных участков пути при симметричном расположении подвижного состава по отношению к оси пути и при одинаковой высоте обоих рельсов. На кривых участках пути эти условия не будут выполнены. На кривых наружный рельс повышается на величину, определяемую в зависимости от радиуса кривой и скорости движения поезда. Величина возвышения наружного рельса на кривых устанавливается согласно § 34 Правил технической эксплуатации.

Вследствие возвышения наружного рельса подвижной состав наклоняется на угол, величина которого α соответствует величине возвышения наружного рельса:

$$\sin \alpha = \frac{h}{l} = \frac{\text{возвышение наружного рельса}}{\text{ширина колеи}}.$$

Так как зазоры между подвижным составом и его габаритом должны быть соблюдены в любых условиях, то при определении внутреннего очертания тоннеля фигура габарита приближения строений должна быть также наклонена на угол α . В результате этого наклона точки габарита приближения строений поднимаются и сдвигаются в сторону, вызывая тем самым уширение тоннеля на соответствующую величину.

Добавочное уширение должно быть предусмотрено также вследствие боковых сдвижек вертикальных осей подвижного состава по отношению к оси пути. На кривых горизонтальная ось вагона занимает положение хорды, пересекающей ось пути в центрах передней и задней тележек. Консольные части вагона, расположенные впереди и сзади тележек, отклоняются в наружную сторону от оси пути; средняя часть вагона, между тележками, отходит внутрь кривой. Максимальный внутренний отход находится в середине вагона и равен стреле кривой, измеренной от хорды. Максимальное наружное отклонение находится в концах вагона, и его величина зависит от длины консольной части вагона, выступающей за центры тележек.

Уширение тоннеля на кривых определяется следующим образом. Совмещают габарит тоннеля на прямой с габаритом приближения строений, сдвигают последний внутрь и наружу на указанные выше величины и наклоняют его на угол, соответствующий возвышению наружного рельса. Выявляют точки с максимальным отклонением от нормального положения и по ним производят уширение тоннеля, причём необязательно, чтобы ось пути совпадала с осью тоннеля. В некоторых случаях целесообразно расположить ось пути эксцентрично к оси тоннеля, так как это приводит к уменьшению величины уширения.

Указанное уширение внутреннего очертания тоннеля относится к однопутным тоннелям. В двухпутных тоннелях, расположенных на кривых, нужно добавить ещё то уширение междупутья, которое предусматривается техническими условиями для открытых участков пути.

Согласно Техническим условиям проектирования железных дорог нормальной колеи ширина междупутья в кривых участках пути двухпутных линий увеличивается по сравнению с прямыми участками на следующие величины (табл. 2).

Увеличение ширины междупутий на кривых Таблица 2

Радиус кривой в м	Увеличение ширины междупутий в см	
	при возвышении наружного рельса внешнего пути более возвышения наружного рельса внутреннего пути	при возвышении наружного рельса внешнего пути менее возвышения наружного рельса внутреннего пути; при одинаковых возвышениях наружных рельсов обоих путей или при отсутствии возвышений
2000	13	4
1800	15	4
1500	17	5
1200	21	6
1000	26	8
800	27	9
700	29	11
600	30	12
500	33	15
400	36	18
300	39	21
250	42	24
200	47	29

4. Автодорожные тоннели

В течение последних 10—15 лет авто-гужевые дороги превратились из путей сообщения местного значения в мощные магистрали, пропускающие большие потоки автомобильного транспорта на высоких скоростях.

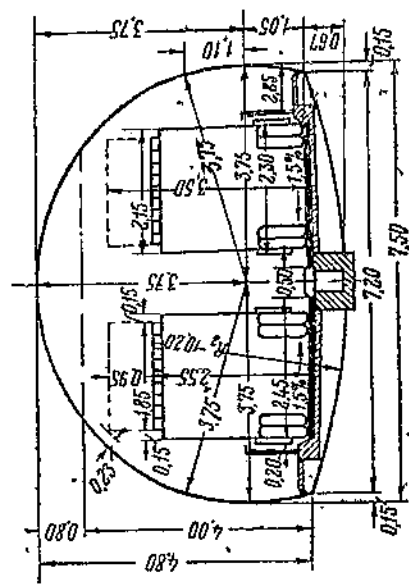
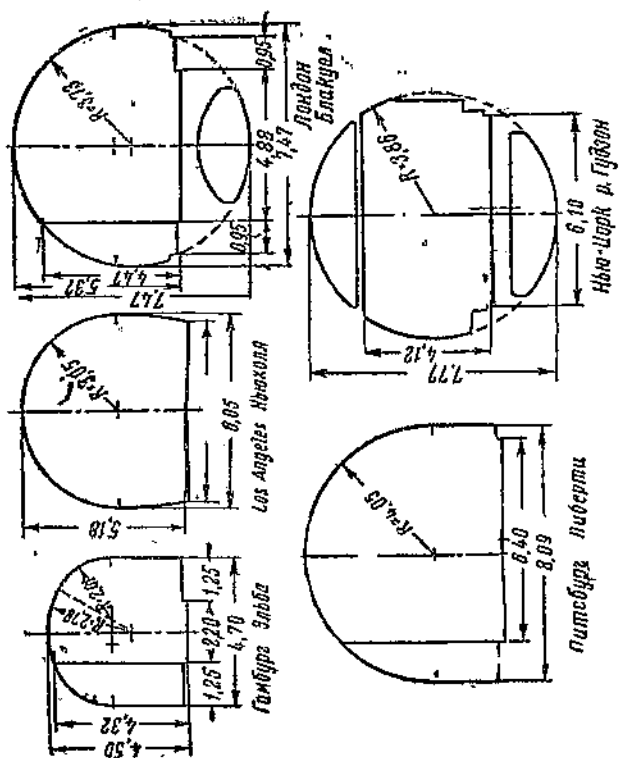
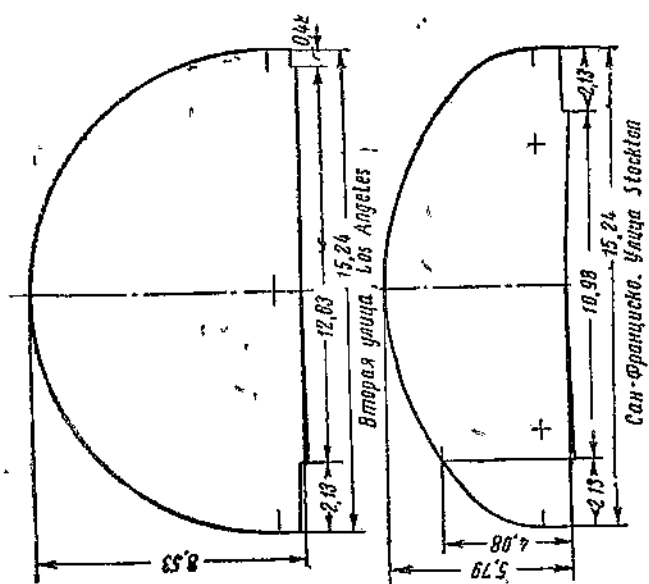
Большие скорости и интенсивность движения на автодорогах, в особенности на дорогах высшего класса, выдвинули большие требования к техническим характеристикам автомобильного пути.

Для автомобильных дорог сохраняется в основном всё сказанное о железных дорогах. В результате роста интенсивности движения и скоростей на автодорогах тоннели начинают становиться такими же эффективными сооружениями, какими они являются на железных дорогах. Специальных габаритов для автодорожных тоннелей нет (за исключением некоторых обобщений для тоннелей Швейцарии).

Согласно техническим условиям и правилам проектирования и постройки авто-гужевых дорог и искусственных сооружений к тоннелям на автодорогах предъявляются следующие специфические требования.

Отверстие в поперечном сечении тоннеля принимается шириной по габариту мостов с ездой по верху и высотой по габариту мостов с ездой по низу.

При длине тоннеля на дорогах I класса менее 100 м, II и III классов менее 20 м и IV класса менее 10 м по особому заданию ширина отверстия в поперечном сечении тоннеля может быть принята равной ширине земляного полотна дороги.



Устройство тротуаров в тоннелях обязательно. Ширина каждого тротуара должна быть не менее 0,75 м.

Отверстие тоннелей, расположенных на кривой, должно иметь уширение, как и для расположенных на кривой открытых участков дороги, причём уширение отверстия должно учитывать и удовлетворение требований видимости, предъявляемых к данной дороге.

При четырёхполосном движении выбор между одним четырёхполосным или двумя двухполосными тоннелями производится на основании технико-экономических расчётов.

В полной аналогии с железнодорожными тоннелями при установлении наиболее целесообразного очертания тоннельной обделки учитывается не только габарит проезда, но и характер и величина горного давления и прочность окружающей тоннель породы.

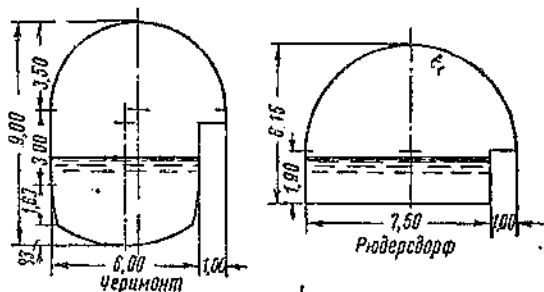
Как будет иллюстрировано на примерах, большое значение при решении поперечного сечения автодорожных тоннелей имеет наличие крупных вентиляционных каналов.

Что же касается выбора поперечного профиля проезжей части, минимального радиуса, переходных кривых и т. п., для тоннелей сохраняются те же требования, которые предъявляются к дороге на её открытых участках.

Ниже приведены поперечные сечения некоторых автодорожных горных и подводных тоннелей.

На фиг. 7 представлены сечения одно- и двухполосных автодорожных тоннелей, а на фиг. 8 — сечение четырёхполосных.

Для иллюстрации построения габарита автодорожных тоннелей приведено очертание поперечного сечения двухполосного тоннеля (фиг. 9).



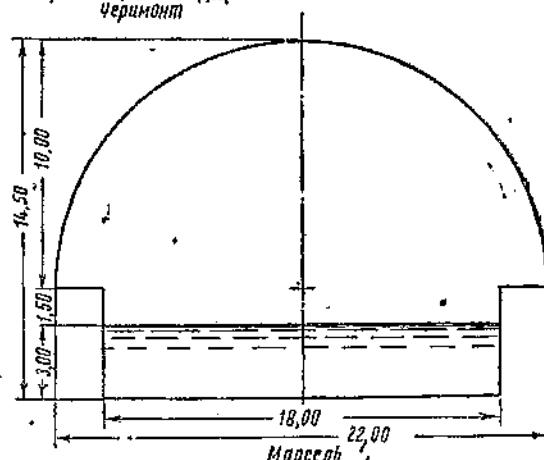
5. Судоходные тоннели

Судоходные тоннели также относятся к сооружениям, рассчитанным на значительный срок службы. Поэтому при выборе габаритных размеров тоннеля должна быть взята за основу необходимость обеспечения нормального судоходства с учётом его перспективного развития. Форма и размеры поперечного сечения судоходных тоннелей зависят от целого ряда факторов, как то: назначения тоннеля, габарита судов, рода тяги в пределах тоннеля, типа и материала тоннельной обделки, способа производства работ и, кроме того,

от некоторых специфических для водного транспорта условий. Как правило, габаритные размеры тоннельного отверстия принимаются соответственно большими, чем ширина шлюзов и возвышение низа пролётного строения мостов.

Обычно ширина тоннелей назначается в среднем в 1,1—1,2 раза больше ширины шлюзов. Надводный габарит судоходных тоннелей превышает подмостовой не менее чем в 1,1 раза.

Род тяги существенно влияет на величину поперечных размеров тоннелей.



Фиг. 10, 11, 12

При бечевой тяге требуется устройство бечевников, что влечёт за собой ответственное уширение тоннеля. Ширина бечевников зависит от размеров тяговых локомотивов и обычно принимается в 1,5—2 м. В случае применения подвесных тяговых устройств необходимо предусматривать соответственное увеличение высоты свода.

Судоходные тоннели могут быть сооружены для одностороннего и двустороннего движения. В последнем случае необходимо предусмотреть промежуток между встречающимися судами в 0,5 м; зазор между бечевником и бортом судна — 0,25 м. Обычно же судоходные тоннели строят из расчёта одностороннего движения. На фиг. 10, 11, 12 приведено несколько характерных типов поперечных сечений судоходных тоннелей.

§ 13. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ СООБРАЖЕНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТОННЕЛЕЙ

1. Критерии для выбора оптимального тоннельного варианта

При решении вопроса о целесообразности применения тоннелей на путях сообщения, а также при выборе оптимального решения из нескольких тоннельных вариантов необходимо прежде всего установить критерии оценки сравниваемых решений.

Планы развития всех отраслей народного хозяйства, в том числе и путей сообщения, должны быть полностью согласованы с интересами развития отдельных областей страны, с учётом защиты границ государства.

Дальнейшая оценка сравниваемых вариантов должна быть произведена по признакам технической и экономической целесообразности.

Нельзя производить оценку целесообразности вариантов, исходя из одностороннего критерия только минимальных капитальных вложений или только минимальных эксплуатационных расходов. Лишь тот метод оценки является правильным, который учитывает одновременно как капитальные затраты, так и эксплуатационные расходы.

Выбор оптимального варианта не представляет затруднений, если среди сравниваемых решений имеется такой вариант, который является самым дешёвым и по капитальным затратам и по эксплуатационным расходам. Этот вариант, если он только не уступает другим вариантам в техническом отношении, и должен быть принят к исполнению.

Если сравниваемые варианты лишь незначительно отличаются друг от друга в отношении капитальных вложений и эксплуатационных издержек, то на первое место при выборе оптимального решения должны быть поставлены технические характеристики вариантов.

Но обычно имеет место такое положение, когда более дорогим в строительном отношении вариантам соответствуют меньшие эксплуатационные издержки, и наоборот, более дешёвые варианты требуют больших эксплуатационных расходов. Такое положение является вполне естественным, и при варьировании решений, идя на некоторое удорожание строительства, стремятся снизить эксплуатационные расходы или, сокращая капитальные вложения, примиряются с некоторым увеличением эксплуатационных издержек.

Применение при оценке вариантов односторонне только критерия минимума капитальных вложений или только критерия минимума эксплуатационных издержек не соответствует правильному решению вопроса.

2. Определение стоимости сравниваемых вариантов

Степень точности определения строительной стоимости проектируемых тоннелей зависит главным образом от того, что подлежит сравнению — варианты основных направлений или местные варианты. В первом случае степень точности определения стоимости тоннеля и всей дороги в целом должна быть одинаковой и во всяком случае она будет меньше точности, требус-

мой при решении частных задач, в которых стоимость тоннеля является решающим фактором при выборе варианта.

Во втором случае степень точности зависит также и от того обстоятельства, насколько сравниваемые варианты отличаются друг от друга по строительной стоимости и по эксплуатационным издержкам. Чем равноценнее сравниваемые варианты, тем большая точность требуется для выявления оптимального варианта, и наоборот, чем больше разница между ними, тем грубее могут быть определены сметная стоимость тоннеля и эксплуатационные издержки.

При определении сметной стоимости тоннелей для сравнения вариантов должны быть широко использованы данные о стоимости тоннелей, сооружённых в аналогичных условиях.

Индивидуальные условия постройки тоннеля, определяющие в значительной степени погонную стоимость его, можно свести к следующим группам:

а) длина тоннеля определяет стоимость внутритоннельного транспорта породы и материалов, расходы на вентиляцию, освещение и т. п.;

б) свойства горных пород в зоне расположения тоннеля влияют в двух направлениях: горное давление определяет способ проходки, мощность временного крепления, систему и мощность тоннельной обделки, а крепость горной породы определяет расходы по разработке её;

в) гидрогеологические условия определяют расходы по обеспечению сухости тоннеля;

г) при очень глубоком заложении тоннеля температурный режим влияет как на расходы по вентиляции, так и на производительность труда;

д) сроки работы определяют мощность и, следовательно, стоимость силовых производственных и транспортных установок, вызывая в некоторых случаях необходимость открытия промежуточных фронтов работ;

е) комплекс условий на поверхности определяет схему организации, стоимость строительных площадок, размещения и подвоза строительных материалов.

3. Определение эксплуатационных расходов

Размер эксплуатационных расходов определяется преимущественно факторами, тесно связанными с тягой, а потому эти расходы будут определены тем точнее, чем точнее будет выяснена их зависимость от тягового процесса. Самые существенные характеристики тяги — расход энергии и время хода поездов — могут быть точно определены только так называемыми точными методами тяговых расчётов, учитывающими инерцию движения поезда. Поэтому применение упрощённых методов тяговых расчётов может быть допущено только в тех случаях, когда разница в строительных стоимостях сравниваемых вариантов настолько велика, что с избытком покрывает наибольшую возможную ошибку, вызванную применением упрощённых методов тяговых расчётов.

Применение тоннелей в некоторых из вариантов может привести к коренным различиям между сравниваемыми решениями как в отношении строительной стоимости, так и с точки зрения эксплуатационных издержек. В таких случаях при сравнении вариантов необходимо учесть полностью в развёрнутом виде как сметную стоимость, так и весь комплекс эксплуатационных расходов по всему протяжению, на которое распространяется разность вариантов. Чем больше длина линии, на которую влияет разность вариантов, тем больше элементов эксплуатационных расходов будет участвовать в сравнении этих вариантов.

Определяя эксплуатационные расходы при сравнении вариантов трассы, следует учитывать также издержки, зависящие от специфических условий тоннелей, как, например, сырость, необходимость искусственного освещения и усиленного надзора, затруднённые условия ремонта пути, добавочные расходы по ремонту самого тоннеля, расходы на вентиляцию, если тоннель вентилируется искусственно, и т. п.

Нормы эксплуатационных расходов по содержанию тоннелей должны быть выведены на основании отчётных данных по эксплуатации тоннелей в аналогичных условиях.

Совместный учёт строительной стоимости и ежегодных эксплуатационных издержек даёт возможность произвести правильную экономическую оценку сравниваемых вариантов.

4. Выбор между одним двухпутным и двумя однопутными тоннелями

При решении этого вопроса могут оказать влияние как условия строительства тоннеля и прежде всего геологические и гидрогеологические условия проходимого массива, так и интервал времени между строительством первого и второго пути дороги.

В тяжёлых геологических и гидрогеологических условиях постройка двух однопутных тоннелей значительно легче, чем постройка одного двухпутного тоннеля.

Как видно из дальнейших выводов (глава VI), во всех породах, за исключением крепких нетрециноватых, величина горного давления сильно возрастает с увеличением ширины выработки. В слабых, рыхлых, пучинистых породах проходка широких профилей сопряжена со значительными затруднениями и требует очень сильного крепления.

Постройка двух однопутных тоннелей может оказаться весьма выгодной в случаях, когда между строительством первого и второго пути дороги имеется большой разрыв времени. В таком случае избегается омертвление крупных капитальных затрат, связанных с постройкой двухпутного тоннеля, на значительный период времени и, кроме того, наличие первого тоннеля сильно облегчает строительство второго как в смысле вывозки пород, вентиляции и водоотвода, так и в смысле улучшения температурного режима. На основании этих соображений Симпловский тоннель и был выполнен в виде двух однопутных тоннелей, расположенных на взаимном расстоянии 17 м, из которых второй был передан в эксплуатацию через 15 лет после первого тоннеля.

Расстояние между осями обоих тоннелей должно быть определено из того условия, чтобы зоны нарушения естественного состояния массива, образующиеся вокруг тоннельных выработок, не пересекали друг друга. Чем крепче породы, тем ближе могут быть расположены оба тоннеля, и наоборот, чем слабее породы, тем дальше эти тоннели должны отстоять друг от друга. Простираение этой зоны может быть определено с некоторым приближением по напряжённому состоянию окружающего массива, рассчитанному на основании теории упругости. Особых строительных и эксплуатационных выгод от сближения обоих тоннелей ожидать нельзя. Преимущество близкого расположения состоит в сокращении длины соединительных ходов между тоннелями и в возможности быстрого объединения обоих путей на общее полотно после их выхода из тоннеля.

Недостаток двух однопутных тоннелей заключается в том, что стоимость их в нормальных условиях всё же выше на 20—40% стоимости одного двухпутного тоннеля. Поэтому, когда ожидается, что строительство второго пути задержится не надолго после первого пути и когда нет особых технических препятствий, предпочтение обычно отдаётся одному двухпутному тоннелю перед двумя однопутными.

Сильным аргументом в пользу двухпутного тоннеля является и то обстоятельство, что эксплуатационные условия при одном двухпутном тоннеле гораздо лучше, чем при двух однопутных. Это относится как к условиям вентиляции, так и к условиям содержания пути и надзора.

§ 14. РАСПОЛОЖЕНИЕ ТОННЕЛЕЙ В ПЛАНЕ

1. Требования, предъявляемые к плану тоннеля

План тоннеля должен удовлетворять всем требованиям технических условий, которые предъявляются к открытым участкам трассы. Согласно техническим условиям тоннели могут быть расположены как на прямых, так и на кривых участках пути. В последнем случае тоннели могут быть расположены либо полностью на кривой, либо иметь последовательно как криволинейные, так и прямолинейные участки. Тоннели, расположенные полностью на кривой при угле поворота, превышающем 180° , называются *петлевыми*. При полном обороте в 360° петлевые тоннели носят название *спиральных*; два поперечных сечения спирального тоннеля, находящиеся по концам кривой в разных уровнях, пересекаются друг с другом в плане, т. е. трасса поднимается внутри горного массива. В частном случае один из этих двух пунктов может быть расположен и на открытой трассе (в выемке, на насыпи или эстакаде).

Установленные для открытых участков нормативы, относящиеся к минимальным радиусам круговых кривых, к переходным кривым, к взаимному сопряжению смежных кривых, направленных в одну или в разные стороны, являются обязательными и для тоннелей. Более того, технические требования, предъявляемые к плановому расположению тоннельной трассы, должны быть даже более строгими по сравнению с требованиями, предъявляемыми к открытой трассе.

Тоннели должны быть построены сразу по такой трассе, чтобы в будущем могли удовлетворять возросшим требованиям эксплуатации без какой-либо реконструкции их в плане и профиле. Независимо от этого к трассе тоннелей должны быть предъявлены повышенные требования и вследствие ухудшения в тоннелях условий тяги и эксплуатации по сравнению с открытыми участками.

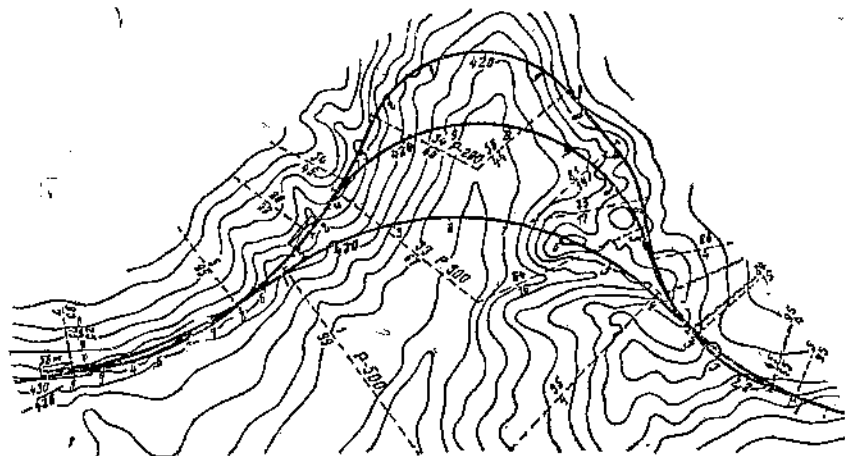
При таких условиях рекомендуется по возможности избегать устройства тоннелей на кривых. Подобная рекомендация, которая не относится, разумеется, к тоннелям метрополитенов, как проектируемым в крайне стесненных условиях плана, выполняема далеко не во всех случаях. Иногда расположение горных тоннелей на кривых является неизбежным решением, а в других случаях это решение выгодно в геологическом отношении или связано с большим сокращением длины тоннеля, т. е. и со снижением капитальных затрат. В таких случаях, допуская расположение тоннеля на закруглении, нужно всё же стремиться к применению по возможности кривых больших радиусов. Однако применение кривых малых радиусов приводит иногда к значительному сокращению длины некоторых тоннелей. В таких случаях стремление к максимальному снижению капитальных затрат требует применения возможно меньших радиусов. Учитывая эту в основном правильную тенденцию, не следует, однако, упускать из виду те неблагоприятные последствия, которые получаются в результате применения в тоннелях кривых малых радиусов.

В отличие от железнодорожных и автодорожных тоннелей судоходные тоннели располагаются исключительно на прямой. Это объясняется тем, что сопротивление движению судов в тоннелях на кривой больше, чем в тоннелях на прямой, причём в первом случае были бы неизбежны удары судов о стенки тоннеля или бечевника, что недопустимо.

2. Выбор радиуса кривой в трудных условиях рельефа

Горные реки, протекающие в узких долинах, имеют иногда резкие повороты вблизи крутых отрогов. Аналогичное явление имеет место в ряде случаев при изрезанных берегах озёр или морей, когда отдельные мысы почти отвесно ниспадают к урезу воды, как, например, известный «Зелёный Мыс» на берегу Чёрного моря около Батуми. Выдерживать в таких условиях прямое направление трассы или применять кривые большого радиуса обычно не представляется возможным, так как при самом незначительном отходе от берега приходится глубоко врезаться в пересекаемые мысы. Обычно в таких случаях нельзя обойтись без глубоких выемок, тоннелей и подпорных стен даже и при минимальных радиусах кривых.

В этих условиях чем больше применяемые радиусы кривых, тем дальше трасса будет отходить от берега и тем глубже врезаться в массивы пересекаемых мысов. Применение больших радиусов увеличивает длину и глубину/выемок, длину тоннелей и протяжённость подпорных стен; при этом увеличение объёма работ в зависимости от увеличения радиуса кривых больше всего оказывается на выемках, так как увеличение радиуса кривых влияет одновременно и на длину выемки



Фиг. 13

и на её глубину. По отношению к тоннелям имеет значение только их удлинение, тогда как увеличение глубины заложения горного тоннеля в случае отсутствия промежуточных шахт обычно не имеет неблагоприятных последствий.

Если трасса при изменении радиусов кривых сохраняет вне тоннеля своё расположение или, что то же самое, если угол поворота остаётся неизменным, то длина тоннеля будет возрастать приблизительно пропорционально величине радиуса. Некоторое отклонение от этого правила может быть вызвано лишь различным расположением порталов.

Таким образом, чем меньше радиус кривой таких тоннелей, тем они будут короче (фиг. 13) и тем меньше будут капитальные затраты.

Обратный эффект имеет место в отношении эксплуатационных издержек, которые возрастают по мере уменьшения радиуса кривой.

Большое внимание при выборе радиуса кривой должно быть обращено на её тягово-эксплуатационное значение. Если кривая расположена на таком месте, где подходные скорости поезда к кривой значительны, то радиус её должен быть по возможности большим. Особенно неблагоприятны последствия от применения кривых малого радиуса при переходе от спуска к площадке или к подъёму — в «яме». В таких случаях как раз тогда, когда необходимо использовать накопленную поездом живую силу, она уничтожается торможением на подходе к кривой.

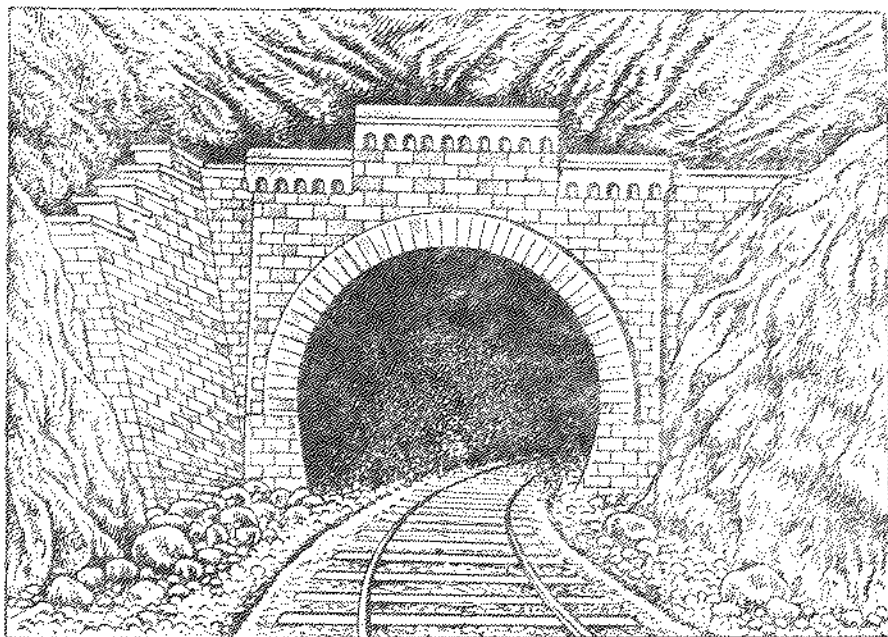
Наоборот, кривые, расположенные на «горбах» продольного профиля, могут иметь меньший радиус, так как к концу подъёма поезда подходят со скоростью, которая обычно меньше, чем допускаемая скорость на кривой данного радиуса.

Эти соображения об эксплуатационном значении кривых малого радиуса должны быть соответствующим образом учтены при проектировании тоннелей в стеснённых условиях в плане.

Характерные примеры применения тоннелей в случаях, когда не удаётся вписаться открытой трассой в рельеф из-за сложности его форм, имеются в Сибири на обходе Байкальского озера. Много таких тоннелей сооружено и на Закавказской дороге.

3. Порталы

В местах примыкания подходной выемки к тоннелю на том и другом конце его устраиваются так называемые порталы (фиг. 14). Портал представляет собой расположенную перпендикулярно оси пути каменную, архитектурно оформленную, подпорную стенку, которая подвергается действию горного давле-



Фиг. 14

ния, направленного вдоль тоннеля, а потому должна быть заложена на вполне устойчивом грунте, вне зоны возможных оползней.

Помимо надлежащих геологических условий месторасположение порталов должно быть выбрано с учётом удобства маскировки его по возможности в естественной складке местности.

В зависимости от плана тоннеля порталы его могут быть расположены как на прямой, так и на кривой.

В экономическом отношении месторасположение порталов должно удовлетворять условиям равенства стоимости погонной единицы тоннеля и подходной выемки у сопряжения её с порталом.

Предельную глубину предпортальной выемки находят несложным подсчётом, исходя из известных единичных стоимостей тоннеля и выемки.

При очень коротких тоннелях, когда стоимость порталов ложится крупным накладным расходом на стоимость всего сооружения, предельная глубина подходной выемки несколько увеличивается против исчисленной.

§ 15. РАСПОЛОЖЕНИЕ ТОННЕЛЕЙ В ПРОФИЛЕ

1. Требования, предъявляемые к продольному профилю тоннеля

К продольному профилю участков трассы, расположенных в тоннелях, предъявляются те же технические и эксплуатационные требования, как и к открыто расположенной трассе, за исключением горизонтальных участков. Последние не допускаются в тоннелях ввиду затруднительности отвода воды как во время сооружения, так и при эксплуатации тоннелей. Продольный уклон железнодорожных и автомобильных тоннелей должен быть не менее 0,002. Короткие горизонтальные участки длиной 250 ÷ 500 м встречаются в горных тоннелях лишь как разделительные или переломные площадки между двумя скатами, в подводных — между двумя подъемами, направленными в противоположные стороны; в этом случае водоотводным устройствам тоннеля придают переменную глубину с уклоном дна от середины площадки к обоим её концам. Обычно же такие площадки заменяются двумя направленными в разные стороны элементами профиля с уклонами в 0,002 и длиной, равной половине длины площадки.

Тоннель не должен быть лимитирующим звеном, снижающим провозную и пропускную способность дороги и ухудшающим условия эксплуатации её. Другими словами, продольный профиль тоннеля должен обеспечить пропуск самых тяжёлых поездов, вес которых соответствует руководящему уклону линии, и не должен ограничивать скорость движения поездов.

На очертание продольного профиля горных тоннелей влияют:

- а) развитие трассы на подходах к тоннелям, определяющее в свою очередь плановое и высотное расположение порталов;
- б) геологические и гидрогеологические условия зоны возможного расположения тоннелей;
- в) эксплуатационные требования.

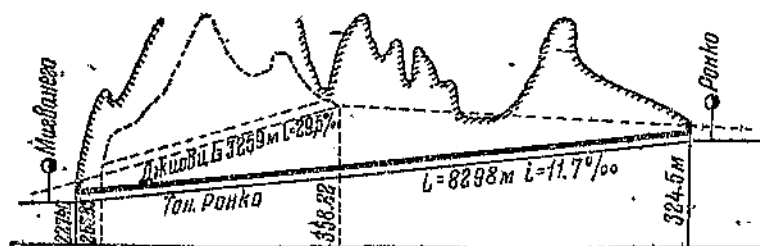
Горным тоннелям, расположенным на подъёме к перевалу, придают естественно одностатный профиль, который может иметь или однообразный уклон или ломаное очертание. Наоборот, перевальные и подводные тоннели имеют, как правило, двустатный профиль, причём для обеспечения водоотвода уклоны профиля горных тоннелей направлены всегда с подъёмом от порталов к середине тоннеля; водоотлив в подводных тоннелях обеспечивается специальными насосными установками.

В зависимости от конкретных условий подъёма трассы к перевалу с обеих сторон от него порталы перевальных тоннелей могут быть расположены как на одном, так и на разных уровнях. Перевальные тоннели, прорезающие горный массив в верхней части его, носят название вершинных тоннелей; подходы к ним располагаются на открытых участках трассы с надлежащим развитием линии. В свою очередь перевальные тоннели, заложенные в нижней части горного массива, называются подошвенными или базисными тоннелями.

Естественно, что при прочих равных условиях вершинный тоннель всегда короче подошвенного тоннеля, но общая длина трассы в первом случае больше, чем во втором; точно так же преодолеваемая трассой высота в первом случае превосходит соответствующую высоту во втором случае. В результате трасса с вершинным тоннелем характеризуется относительно меньшей суммой капитальных затрат, но большими эксплуатационными расходами, а базисное решение, наоборот, — значительно большими капитальными вложениями при соответственно меньших эксплуатационных издержках. Таким образом, выбор между обоими решениями (с вершинным или подошвенным тоннелем) зависит от размеров ожидаемого движения по дороге: при малых размерах его следует отдать предпочтение вершинному тоннелю, а при более значительном движении — подошвенному. При определённых формах рельефа перевала возможны случаи, когда небольшое поднятие порталов может привести к значительному сокращению

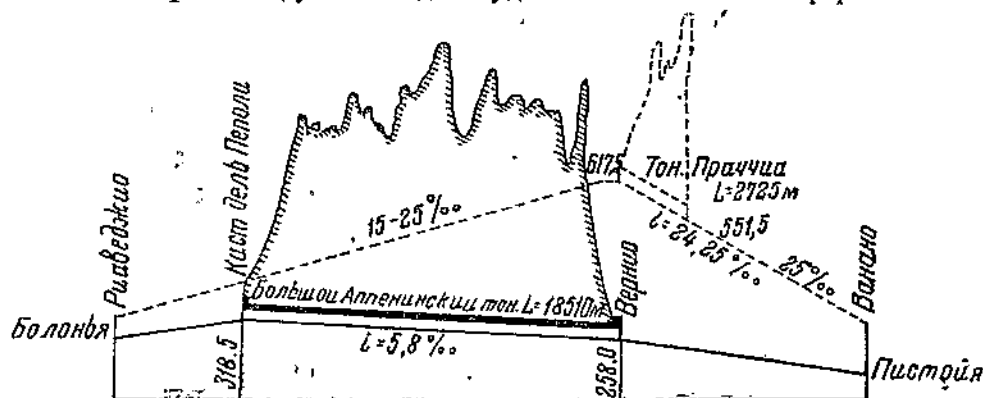
длины тоннеля. В таких случаях необходимо использовать все имеющиеся возможности искусственного развития линии.

Как уже было отмечено, в отношении отвода грунтовой воды более рациональными являются двускатные тоннели. Создание благоприятных условий для



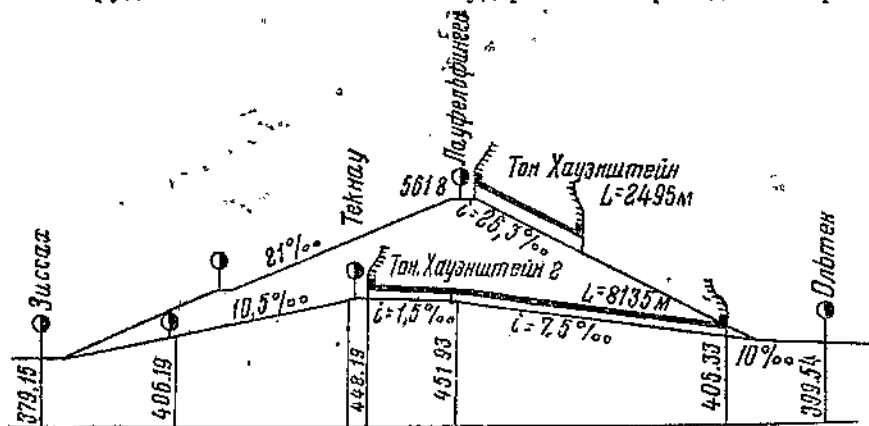
Фиг. 15

водоотвода имеет особо важное значение во время постройки тоннеля. В односкатных тоннелях при проходке направляющей штольни с более высоко расположенного портала воду необходимо удалять из штольни непрерывной откач-



Фиг. 16

кой насосами. При значительном притоке воды подобная откачка может вызвать серьезные затруднения и соответственное удорожание проходческих работ. Та-



Фиг. 17

ким образом, на выбор между односкатным и двускатным типами тоннеля влияет не только то или иное расположение его на трассе, но и степень водообильности пересекаемого тоннелем горного массива.

Если условия укладки трассы требуют постройки односкатного тоннеля и в то же время ожидается значительный приток воды, то может оказаться целесообразной односторонняя проходка тоннеля, а именно с более низко расположенного портала. В эксплуатационном отношении односкатные тоннели являются более благоприятными как для искусственной, так и для естественной вентиляции; разность атмосферного давления у обоих порталов односкатных тоннелей вызывает в них значительные потоки свежего воздуха; кроме того, в односкатном тоннеле отсутствуют условия для скопления вредных газов.

На стр. 45 приведены продольные профили некоторых наиболее значительных односкатных и двускатных горных тоннелей (фиг. 15, 16 и 17).

В отличие от железнодорожных и автодорожных тоннелей судоходные тоннели располагаются по понятной причине на горизонтальной площадке или на уклоне не свыше 0,0001, как и открытые каналы.

2. Смягчение руководящего уклона в тоннелях

Как уже было отмечено, продольный профиль тоннеля должен обеспечить пропуск самых тяжёлых поездов, вес которых определён в соответствии с руководящим уклоном линии.

Согласно этому требованию максимальный уклон в тоннеле в отношении условия тяги должен быть эквивалентным руководящему уклону открытых участков трассы.

Как известно из тяговых расчётов, вес состава поездов при одиночной тяге определяется по формуле:

$$Q = \frac{F_k - (w'_0 + i_p)P}{w''_0 + i_p}, \quad (1)$$

где F_k — сила тяги на ободе сцепных колёс паровоза при расчётной скорости на руководящем подъёме в кг;

w'_0 — основное удельное сопротивление паровоза как повозки при расчётной скорости на руководящем подъёме в кг/т;

w''_0 — основное удельное сопротивление вагонов при расчётной скорости на руководящем подъёме в кг/т;

P — расчётный вес паровоза с тендером в т;

i_p — величина руководящего уклона, т. е. наибольшего уклона на участке такого протяжения, что на нём при одиночной тяге устанавливается равномерная скорость.

Как сила тяги, так и удельные сопротивления w'_0 и w''_0 , принимаются в соответствии с условиями тяги на открытых участках трассы. Если в тоннеле сила тяги по той или иной причине упадёт, а удельные сопротивления w'_0 и w''_0 останутся те же самые или же под влиянием добавочного сопротивления воздуха увеличиваются, то, для того чтобы сохранить равенство сил, выраженное формулой (1), необходимо или уменьшить вес поезда Q или уменьшить величину уклона ниже величины i_p . Как уже было ранее установлено, тоннели не должны ограничивать веса поездов. Поэтому, в случае падения силы тяги ниже её значения, определяемого по формуле (1), для того чтобы поезд не остановился, необходимо принять в тоннеле уклон менее руководящего.

Необходимость смягчения в тоннелях руководящего уклона вызывается следующими причинами:

а) уменьшением касательной силы тяги в тоннелях из-за снижения коэффициента сцепления между бандажами ведущих колёс локомотива и рельсами в результате действия на рельсы копоти, конденсационной влаги и капающей воды. При уклонах, приближающихся к руководящему уклону, требуется употребление большого количества песка, засоряющего балласт, дренажные канавы и повышающего расходы на содержание пути. Песчаная пыль и копоть в условиях постоянной влаги способствуют образованию на поверхности рельсов плёнки грязи, сильно снижающей коэффициент сцепления;

б) увеличением сопротивления воздуха движению поездов в тоннеле, в особенности при встречном направлении вентилирующихся потоков воздуха;

в) вредом для поездных бригад и пассажиров от усиленного выделения паровозных газов, если из-за больших уклонов потребуются большая форсировка котла паровоза;

г) трудностями последующего смягчения уклона в тоннелях, которые в противном случае будут ограничивать веса поездов и провозную способность линии при реконструкции последней в результате возросшего грузооборота.

По мнению комиссии Американского общества железнодорожных инженеров условия вентиляции могут иметь исключительное значение при решении вопроса о смягчении уклона в тоннелях; так, например, при тоннелях большого сечения с бетонной обделкой, хорошо осушаемых и вентилируемых, т. е. при таких тоннелях, какие в настоящее время обычно проектируются для линий с интенсивным движением, необходимость в смягчении уклона уменьшается, а если условия эксплуатации и содержания пути в тоннеле близки к условиям вне него, то такая необходимость может даже отпасть.

Комиссия считает возможным такое сочетание условий, при котором увеличение расходов на уширение поперечного сечения тоннеля и на улучшение вентиляции может оказаться выгоднее, чем затраты на смягчение уклона.

Кроме снижения коэффициента сцепления в тоннелях, как уже было отмечено, имеет место увеличение воздушного сопротивления при движении поезда. При движении на открытых участках поезд прорезает и расталкивает в стороны воздушные массы и создаёт тем самым некоторые увеличения давлений перед поездом и отсос за ним. При движении поезда в тоннеле воздух, не имея возможности из-за ограничения воздушного пространства свободно раздаваться в стороны, двигается в основной своей массе «пробкой» перед поездом, преодолевая сопротивление трения о тоннельную обделку и создавая в то же время разреженное пространство за поездом.

Для упрощения дальнейших выводов о влиянии снижения коэффициента сцепления и увеличения воздушного сопротивления на величину максимального уклона в тоннелях вместо основных удельных сопротивлений паровоза и вагона в отдельности вводят средневзвешенное основное сопротивление всего поезда w_0 , определяемое по формуле:

$$w_0 = \frac{w'_0 P + w''_0 Q}{P + Q} \text{ кг/т}, \quad (2)$$

где w'_0 — основное удельное сопротивление паровоза в кг/т;

w''_0 — основное удельное сопротивление вагонов в кг/т;

P — расчётный вес паровоза с тендером в т;

Q — вес состава поезда в т.

Обозначая через $P_{сцеп}$ сцепной вес паровоза и считая, что в обследуемом интервале скоростей коэффициент сцепления остаётся неизменным, получаем следующее условие равномерного движения, выражающее равенство силы тяги с силами сопротивления:

$$\psi_k P_{сцеп} = (w_0 + i_p) (P + Q). \quad (3)$$

Для того чтобы провести через тоннель поезд весом, принятым для руководящего уклона открытой трассы, и тем же паровозом при условии пониженного коэффициента сцепления ψ_k^T и увеличенного основного удельного сопротивления w_0^T в тоннеле, необходимо, чтобы было выполнено условие:

$$\psi_k^T P_{сцеп} = (w_0^T + i_{\max}^T) (P + Q). \quad (4)$$

Из уравнений (3) и (4) получаем максимальное значение продольного уклона в тоннеле $i_{\max}^T$, которое эквивалентно в отношении тяги руководящему уклону открытой трассы:

$$i_{\max}^T = \frac{\psi_k^T}{\psi_k} (w_0 + i_p) - w_0^T \text{ в } \text{‰}. \quad (5)$$

Из уравнения (5) видно, что для определения максимально допускаемого продольного уклона в тоннеле необходимо знать соотношение величины коэффициентов сцепления в тоннеле и на открытом месте, т. е. $\psi_k^T: \psi_k$, и увеличение основного удельного сопротивления движения поезда в тоннеле.

При выводе формулы (5) не было принято во внимание дополнительное сопротивление, вызываемое кривыми. Это сопротивление должно быть учтено таким же образом, как оно учитывается на открытой трассе, т. е. по формуле

$$w_r = \frac{700}{R} \text{ кг/т.}$$

Данных о систематически проведенных опытах по определению коэффициента сцепления в тоннелях не имеется.

В 1910 г. за границей была сделана попытка обосновать величину максимального уклона в тоннелях и было рекомендовано для отношения $\psi_k^T: \psi_k$ принимать величину 0,8.

В технических условиях на проектирование железных дорог нормальной колеи вследствие отсутствия достаточных опытных наблюдений имеются лишь указания на необходимость учета снижения коэффициента сцепления и увеличения основного сопротивления движению поездов для тоннелей длиной более 500 м.

На основании исследований сопротивлений в тоннелях, произведенных в Швейцарии, установлено, что при руководящих уклонах $i_p = 8-10\text{‰}$ и более максимальный допускаемый уклон в тоннеле можно принимать равным:

$$i_{\max}^T = \frac{\psi_k^T}{\psi_k} \cdot i_p \quad (6)$$

При небольших руководящих уклонах максимальный допускаемый уклон в тоннелях определяется по формуле:

$$i_{\max}^T = \frac{\psi_k^T}{\psi_k} i_p - \left[\Delta w_0^T + w_0 \left(1 - \frac{\psi_k^T}{\psi_k} \right) \right]. \quad (7)$$

Учитывая, что нарастание воздушного сопротивления в тоннеле, представленное членом Δw_0^T , незначительно, можно почти во всех случаях не считаться с ним и максимальный уклон в тоннелях определять по формуле:

$$i_{\max}^T = \frac{\psi_k^T}{\psi_k} (i_p + w_0) - w_0 \quad (8)$$

Если принять в первом приближении, что в сырых тоннелях отношение величины коэффициентов сцепления равно $\frac{\psi_k^T}{\psi_k} = 0,80$ и что основное сопротивление движению поезда $w_0 = 2,5 \text{ кг/т}$, то получим:

$$i_{\max}^T = 0,80 i_p - 0,50\text{‰}.$$

Для руководящего уклона $i_p = 6\text{‰}$ и до 12‰ это значение можно заменить с некоторым приближением следующим:

$$i_{\max}^T = 0,75 i_p.$$

Смягчение руководящего уклона должно быть произведено на некотором протяжении и на подходах к тоннелям. Это требование вызывается тем, что с момента вступления паровоза в тоннель сила тяги паровоза снижается вследствие уменьшения коэффициента сцепления, а воздушное сопротивление увеличивается. Если руководящий уклон на подходе не будет уменьшен, то сопротивление поезда, находящегося еще на крутом подъеме перед тоннелем, будет больше силы тяги паровоза, находящегося уже в тоннеле. Поэтому, чтобы сохранить равенство силы тяги и силы сопротивления, необходимо смягчить величину уклона и на подхо-

дах к тоннелю. Это смягчение должно быть распространено на полную длину поезда и во всяком случае не менее 900 м до тоннеля и на половину этого расстояния за тоннелем, считая по направлению движения поезда.

В случаях, когда смягчение руководящего уклона связано с большим удлинением тоннеля, а следовательно, и со значительным его удорожанием, целесообразно рассмотреть вопрос о возможности улучшения условий вентиляции и увеличения площади поперечного сечения тоннеля с целью улучшения условий тяги, а вместе с тем и уменьшения величины необходимого смягчения руководящего уклона.

При уточнении вопроса о величине смягчения уклона должны быть учтены конкретные условия рассматриваемого тоннеля в отношении дренирования грунтовых вод, вентиляции, тяговых характеристик и т. д.

§ 16. СПОСОБЫ ПРЕОДОЛЕНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО УКЛОНА, ЕСЛИ ОН БОЛЬШЕ РУКОВОДЯЩЕГО УКЛОНА

1. Применение кратной тяги

Если при подъёме на водораздел средний естественный уклон долины окажется больше руководящего уклона, уменьшенного на величину, соответствующую смягчению уклона на кривых, то для его преодоления необходимо использовать одно из следующих средств:

а) увеличить силу тяги применением одного или двух добавочных паровозов, т. е. перейти к кратной тяге;

б) поднять начало подъёма продольного профиля при помощи насыпи или эстакады и снизить вершину его при помощи перевальной выемки или перевального тоннеля;

в) удлинить линию путём искусственного развития её. Как известно из курса проектирования железных дорог, вес поездов данной линии определяется в соответствии с силой тяги одного паровоза и скоростью на руководящем уклоне.

Известно также, что на отдельных коротких участках линии с большими преодолеваемыми высотами является целесообразным допускать уклоны круче руководящего, преодолевая их за счёт увеличения силы тяги применением кратной тяги.

На основании данных опыта установлено, что при применении двойной и тройной тяги сила тяги отдельных паровозов используется полностью и поэтому она вводится в тяговые расчёты без снижения.

Вес поезда Q определяется по силе тяги F_p , которую паровоз имеет при расчётной скорости на руководящем уклоне i_p :

$$Q = \frac{F_p - (w'_0 + i_p) P}{w''_0 + i_p}, \quad (9)$$

где P — вес паровоза;

w'_0 и w''_0 — удельные сопротивления движению паровоза и вагонов.

Так как пересоставление поездов усложняет эксплуатацию и увеличивает перевозочные расходы, то на участках кратной тяги сохраняют тот же нормальный вес поезда Q , который он имеет на участках одиночной тяги.

В таком случае двойной тяге будет соответствовать максимальный уклон:

$$i_{2кр} = \frac{(F_1 + F_2) - w_0(P_1 + P_2 + Q)}{P_1 + P_2 + Q}, \quad (10)$$

где P_1 и F_1 — вес и расчётная сила тяги одного паровоза;

P_2 и F_2 — вес и расчётная сила тяги другого паровоза;

w_0 — средневзвешенное удельное основное сопротивление движению всего поезда.

$$w_0 = \frac{w'_0(P_1 + P_2) + w''_0 Q}{P_1 + P_2 + Q}. \quad (11)$$

Обычно при проектировании новых линий оба паровоза принимаются одинаковыми. В таком случае можно определить величину уклона при двойной тяге в функции от руководящего уклона согласно данным приводимой табл. 3.

Таблица 3

Руководящий уклон в ‰	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Наибольший уклон при двух одинаковых паровозах в ‰	7,5	9,0	11,5	12,5	14,0	16,0	17,5	19,0	20,0	20,0

Выдвигая кратную тягу как средство преодоления высот, конкурирующее с туннелями, при сравнении вариантов необходимо учесть все положительные и отрицательные стороны как одного, так и другого решения.

2. Применение перевальных выемок и туннелей с подходными насыпями и эстакадами

В случаях, когда разность высот ΔH между двумя пунктами трассы больше высоты, на которую можно подняться руководящим уклоном i_p на расстоянии между этими пунктами l ,

$$\Delta H = H_2 - H_1 > i_p \cdot l,$$

то преодолеваемую высоту ΔH можно уменьшить за счёт поднятия исходной точки у начала подъёма на величину h_n при помощи насыпи или эстакады и за счёт понижения перевальной точки при помощи выемки или туннеля, на глубину h_n . Тогда минимальная длина трассы между соединяемыми точками должна быть равна или больше:

$$l \geq \frac{\Delta H - h_n - h_n}{i_p}.$$

Указанные мероприятия могут оказать существенную помощь только в том случае, если преодолеваемая высота сравнительно невелика. Высоту насыпи и глубину выемки нецелесообразно принимать больше 20—25 м, так как условия устойчивости откосов требуют при этом значительного уположения их. Откосы таких высоких насыпей могут быть выполнены только из грунта с хорошими физико-механическими свойствами, а выемки столь значительной глубины оказываются экономически выгодными только при надлежащей устойчивости и неветриваемости прорезаемых пород.

Если принять, что максимальная высота насыпи у начала подъёма и глубина перевальной выемки составляют 25 м каждая, то минимальная длина l между точками подошвы и перевала должна быть не менее

$$l > \frac{\Delta H - 50}{i_p}.$$

Если расстояние между этими точками меньше l , то необходимо применить или искусственное удлинение трассы — так называемое искусственное развитие линии, или построить перевальный туннель.

Применение искусственного развития линии не исключает комбинирования его с перевальным туннелем. Иногда после подъёма с искусственным развитием линии дальнейший подъём становится исключительно трудным и дорогим, что и делает естественным переход к перевальному туннелю, как к более выгодному решению. В качестве примеров искусственного развития трассы, законченного перевальными туннелями, укажем на очень интересные решения Сен-Готардской, Армавир-Туапсинской и Трансиранской железных дорог.

На подъёме к Сен-Готардскому перевалу после тяжёлого искусственного развития, на протяжении которого сооружены три петлевых тоннеля, трасса пересекает перевал на высоте 1154 м знаменитым Сен-Готардским тоннелем длиной 14 984 м.

На линии Армавир — Туапсе на подходе к Гойтхскому тоннелю (длина 1 397 м) со стороны Туапсе было применено интересное искусственное развитие при помощи спирали с тремя тоннелями.

В грандиозных размерах искусственное развитие линии с широким использованием тоннелей было применено на Трансиранской дороге при преодолении двух перевалов высотой 2 112 и 2 214 м. На северном подходе к первому перевалу искусственное развитие было начато на высоте 740 м и при помощи 11 ярусов подъёма и 60 тоннелей была достигнута отметка 2 112 м, где и был сооружён перевальный тоннель длиной 2 880 м¹.

Хотя пересечение перевала высокорасположенной выемкой или вершинным тоннелем требует значительного развития линии в неблагоприятных условиях, всё же такое решение обычно значительно дешевле в строительном отношении пересечения перевального массива низкорасположенным подошвенным тоннелем.

Всё это заставляло строителей железных дорог при пересечении поперечных водоразделов прибегать ко всем имевшимся в их распоряжении средствам с целью подняться по возможности выше к перевальному седлу. Для этого, когда искусственное развитие трассы руководящим уклоном становилось затруднительным, прибегали к более крутым уклонам с соответствующим усилением тяги или уменьшением веса поезда.

В настоящий период существует ряд железных дорог, которые пересекают горные перевалы на большой высоте открытыми выемками: в Австрии — перевал железной дороги Бреннер на высоте 1 371 м над уровнем моря, Альпийский перевал на участке Линц — Франценсфесте на высоте 1 213 м; в Норвегии — перевал на дороге Берген — Осло на высоте 1 301 м и ряд других дорог.

Как сказано выше, по условиям устойчивости откосов, устройство выемок глубже 20—25 м можно считать допустимым лишь в благоприятных геологических и гидрогеологических условиях.

Длительные снегопады, снежные заносы и лавины сильно затрудняют и расстраивают движение поездов в выемках и вызывают большие расходы по снегоборьбе.

3. Переход к базисному решению

По мере роста интенсивности грузового и пассажирского движения увеличение эксплуатационных расходов и нарушение бесперебойности движения, вызванные высокорасположенным пересечением перевала, чувствуются всё больше и больше. При определённой интенсивности движения становится выгоднее заменить высокорасположенное перевальное пересечение базисным тоннелем. Успехи современной техники тоннелестроения, удешевление строительства длинных тоннелей и своевременный учёт роста грузооборота являются стимулом к применению базисных тоннелей при сооружении перевальных участков.

Кроме ликвидации значительных потерьных подъёмов, соответственного укорочения линии и улучшения условий эксплуатации её вследствие ликвидации высокогорных участков переход на базисные тоннели обычно упраздняет участки с большими уклонами, имеющимися в верхних частях подъёмов к перевалу. Эти участки с максимальными уклонами очень часто лимитируют вес поездов, а тем самым и провозную способность линии.

Преимущества перехода от высокорасположенной перевальной выемки к низкорасположенному тоннелю можно иллюстрировать следующими примерами.

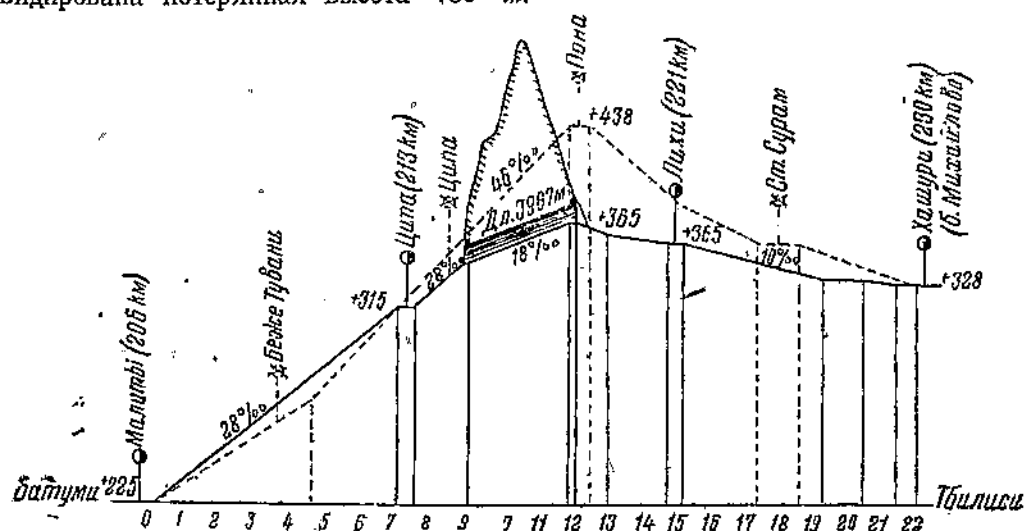
1. При постройке железной дороги Тбилиси — Поты пересечение Сурамского перевала было осуществлено открытой выемкой на высоте 933 м над уровнем

¹ Подробные сведения о Трансиранской дороге изложены в материалах проф. Рабце-вича, опубликованных «Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens» и в журнале «Bautechnik».

моря. Необычайно тяжёлые условия подъёма ($i = 0,045$) и высокое расположение перевального пересечения вызвали уже в 1890 г. необходимость ликвидировать эти затруднения путём перехода на более низкое пересечение. В результате пересечение перевала было осуществлено Сурамским тоннелем, расположенным на высоте 777 м над уровнем моря и имеющим сравнительно небольшую длину 3 998 м (фиг. 18).

Постройкой тоннеля были достигнуты большие эксплуатационные выгоды: существующий уклон на подъёме 45‰ был заменён уклоном 28‰; был также ликвидирован потерянный подъём в 156 м и число станций было сокращено на две.

2. Эффективная ликвидация высокорасположенной перевальной выемки с заменой её низкорасположенным тоннелем была произведена в США в 1928 г. на участке Моффат линии Денвер — Грейт Солт Лейк. Открытая выемка, расположенная на высоте 3 540 м, была заменена тоннелем длиной 9 836 м на высоте 2 810 м. В результате длина участка сократилась с 36,8 до 9,6 км и была ликвидирована потерянная высота 730 м.



Фиг. 18

3. В 1923 г. на Канадской Тихоокеанской железной дороге пересечение перевала открытой выемкой на высоте 1 310 м было заменено тоннелем длиной 8 050 м, вследствие чего длина линии значительно сократилась и были ликвидированы многокилометровые снеговые галлерей.

4. Интересной иллюстрацией может служить этапное развитие перехода через перевал Каскадных гор на Большой Северной дороге в США. Здесь в результате коренной реконструкции перевального участка в 1925—1929 гг. был построен базисный тоннель длиной 12,5 км и перетрассирован подход к нему на протяжении 30 км. Это дало сокращение длины около 14 км, снижение отметки перехода через перевал на 166 м и ряд других показателей.

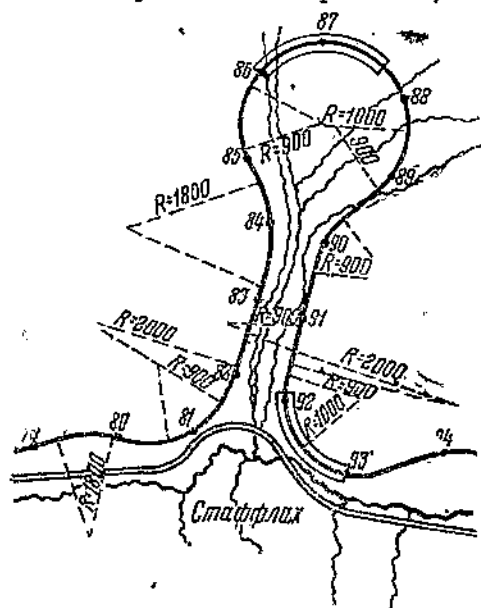
4. Тоннели на участках искусственного развития линии

Как известно из курса изысканий и проектирования железных дорог, искусственное развитие линии принимается в тех случаях, когда естественный уклон местности по намеченному направлению трассы больше руководящего уклона. При этом может оказаться необходимым применение тоннелей, преимущественно расположенных на кривых (фиг. 19).

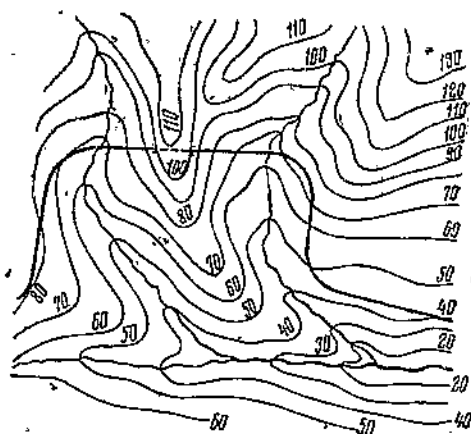
Длина тоннелей в таких случаях будет зависеть от их радиуса: чем меньше радиус, тем тоннель будет короче. Необходимо всё же учитывать, что снижение радиуса ниже 800 м будет нецелесообразно, так как, с одной стороны, выгода в длине тоннеля будет незначительной, а с другой стороны, тоннели с такими

радиусами будут сильно ухудшать условия эксплуатации и тяговые характеристики данного участка трассы.

Применение тоннелей на участках развития линии может иметь место при развитии петли на одном и том же склоне долины. Особенно благоприятными являются условия этого развития, когда две боковые долины выходят в главную долину недалеко друг от друга, причём разделяющий их хребет узкий и может быть пересечён коротким тоннелем или выемкой (фиг. 20).



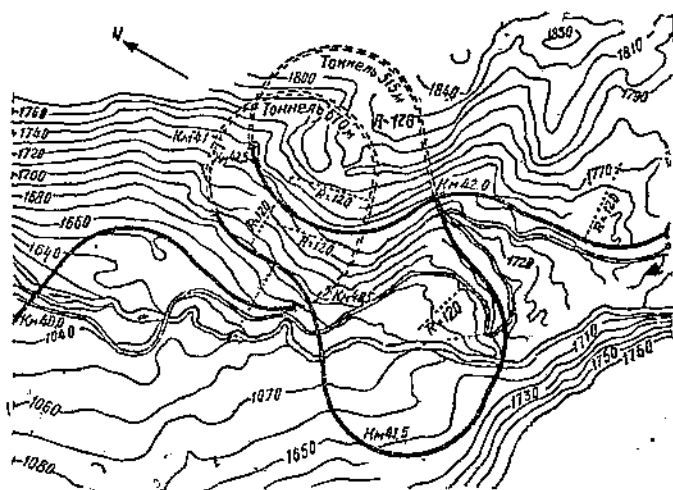
Фиг. 19



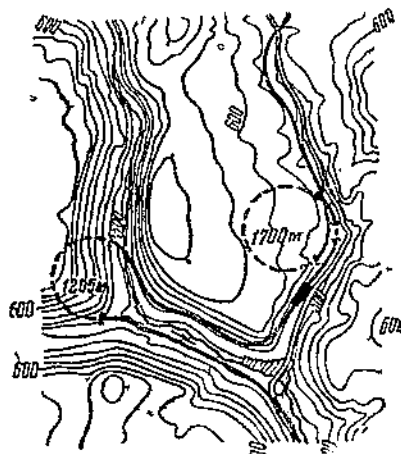
Фиг. 20

В случаях, когда боковые долины или вовсе отсутствуют или не представляют достаточных удобств для расположения в них боковых петель, искусственное развитие должно быть осуществлено на террасах и склонах главной долины.

Когда уклон тальвега долины лишь немногим больше руководящего уклона, причём долина достаточно широкая, искусственное развитие осуществляется за



Фиг. 21



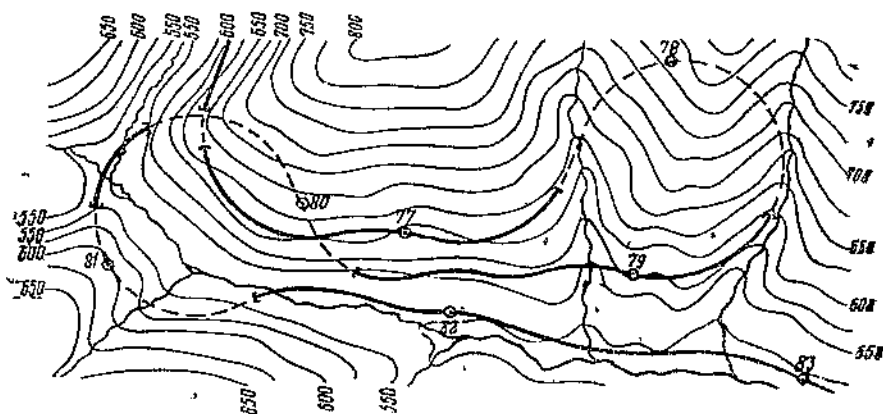
Фиг. 22

счёт зигзагообразного развития трассы на речной террасе и у подошвы склонов. Интересный пример такого развития с двукратным пересечением реки и с поворотным петлевым тоннелем представлен на фиг. 21.

При развитии трассы, когда нужно выиграть не особенно большую высоту, которую можно получить на протяжении одного только тоннеля, применяется

тоннельное развитие в виде спирали. При этом трасса углубляется в тоннель и, после того как становится невозможным следовать по тальвегу, делает полный поворот на 360° с использованием на протяжении тоннеля максимально допустимого уклона и после выхода из тоннеля следует в том же самом направлении, но уже на более высокой отметке, выигранной на протяжении тоннеля (фиг. 22).

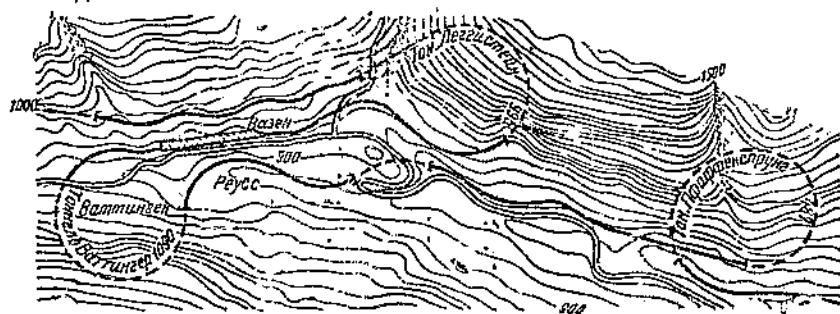
Когда высота, полученная на протяжении одной спирали, недостаточна и имеются благоприятные условия для двойной спирали с коротким выходом на поверхность, применяются так называемые спиральные восьмёрки. Такое развитие осуществлено на подходе к перевальному тоннелю Трансиранской железной



Фиг. 23

дороги между 233 и 236 км. Удачное развитие двойной спиралью осуществлено также при пересечении хребта Великий Балкан в Болгарии железной дорогой Тырново — Эски Загора (фиг. 23).

Интересное чередование двух петель осуществлено в Италии на тоннелях Трави и Пианотондо. Выход на поверхность между двумя спиралями значительно облегчает постройку тоннелей и улучшает эксплуатацию их. Этим самым две последовательные спирали выигрывают по отношению к одной спирали той же суммарной длины.



Фиг. 24

Впервые способ развития линии при помощи спиралей был применён на Сен-Готардской дороге на обоих подходах к перевальному тоннелю; здесь были осуществлены три отдельные спирали на швейцарской стороне и одна двойная спираль на итальянской стороне.

При развитии трассы по одному из склонов долины при помощи двойной, тройной и многократной петли очень удачное решение подъёма к перевальному Сен-Готардскому тоннелю осуществлено двойной петлёй близ Вазена (фиг. 24).

Большое распространение петлевые тоннели получили при искусственном развитии железнодорожных трасс в горных районах США.

§ 17. РАЗБИВКА ОСИ ТОННЕЛЯ НА ПОВЕРХНОСТИ

1. Определение начальных точек и исходных направлений

Выбранное на предварительных и уточнённое на окончательных изысканиях расположение тоннеля при предпостроечном закреплении оси линии должно быть окончательно зафиксировано, для чего начальные точки и направления у входов в тоннель должны быть привязаны к закреплённым и геодезически определённым точкам.

Предпостроечные геодезические работы имеют назначение взаимно увязать плановое и высотное положение начальных точек и исходных направлений у обоих порталов тоннеля. Связанные с этой увязкой наземные и геодезические измерения и последующая подземная разбивка оси тоннеля должны быть проведены с требуемой точностью, обеспечивающей минимальные отклонения укладываемой с обоих порталов оси тоннеля при встрече направляющих штолен.

В случаях, когда съёмка местности и укладка трассы опирались на существующую триангуляционную или полигонометрическую сеть, то эти последние при соответствующем дополнении могут быть использованы также и для разбивки оси тоннеля.

Могут быть случаи, когда в районе расположения тоннеля отсутствуют триангуляционные и полигонометрические сети или они неблагоприятно располо-

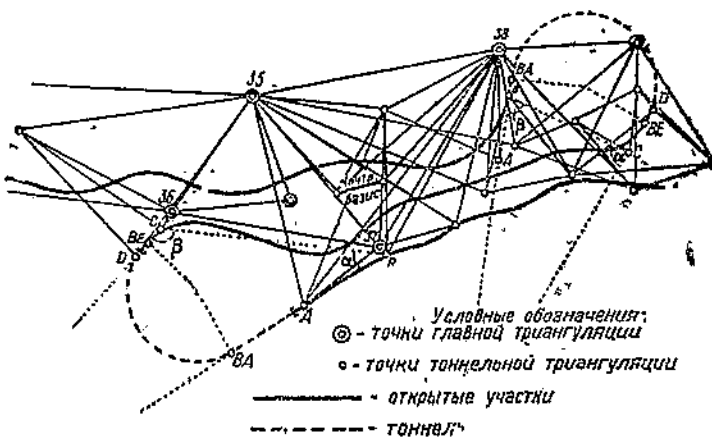
жены по отношению к порталам, так что проведение необходимой добавочной сети связано с большими затруднениями. В таких случаях возникает необходимость создания специальной триангуляционной сети или полигонометрического хода, исходя из которых можно будет производить подземную разбивку оси тоннеля.

Окончательное закрепление оси тоннеля начинается с разбивки направления трассы у входного и выходного порталов, исходя из изыскательского полигонометрического хода. В случаях, когда ось линии у входа в тоннель лежит на кривой, разбивка направления производится по касательной к этой кривой в начальной точке.

Выбор начальных точек на оси линии или на касательной к ней у порталов производится таким образом, чтобы было возможно, с одной стороны, визировать в одну и другую сторону от неё к наиболее удалённым точкам, лежащим на исходных направлениях, и, с другой стороны, можно было производить измерения в глубь тоннеля в любое время, не мешая производству тоннельных работ.

Кроме порталных точек исходные направления закрепляются ещё двумя, а чаще всего тремя точками, чем обеспечивается контроль над несмещаемостью этих точек, используемых в качестве визирных знаков. По две точки с каждого исходного направления включают в триангуляционную сеть или полигонометрический ход, чем определяют координаты начальных точек и азимуты исходных направлений. Имея эти данные, можно уточнить плановое положение тоннеля и, опираясь на исходные направления, производить подземную разбивку его оси.

Интересным примером закрепления начальных точек и исходных направлений, а также их включения в триангуляционную сеть является работа, проведённая при постройке петлевых тоннелей Сен-Готтардской дороги у Вазена (фиг. 25).



Фиг. 25

По две точки обоих исходных направлений $A-B$ и $C-D$ были включены в триангуляционную сеть. Кроме того, точки B и C были размещены так, чтобы иметь возможность измерить углы α и β , чем было получено добавочное контрольное значение угла T между касательными: $T = 180^\circ - (\alpha + \beta)$. При помощи этого угла были определены длины касательных и расстояния начала и конца кривых от точек A и C .

Кроме измерений, имеющих назначение установить положение тоннельной оси в плане, начальные точки связывают нивелировочным ходом, чем определяют разность в высотах начальных точек и необходимые данные для продольного профиля.

2. Геодезические работы на поверхности

Целесообразно каждый раз, когда это возможно, протрассировать и закрепить ось тоннеля на поверхности и заснять продольный профиль, так как подобная непосредственная разбивка связывает поверхность массива с зоной расположения тоннеля и, таким образом, облегчает составление геологического разреза и даёт возможность установить наблюдение за возможными деформациями земной поверхности. Непосредственная разбивка на поверхности особенно желательна при прямолинейной оси тоннеля. При криволинейном очертании оси тоннеля в плане и сильно изрезанном рельефе такая трассировка связана со значительным накоплением ошибок измерений. В таких случаях целесообразнее протрассировать полигонометрический ход с минимальным количеством переломов. В зависимости от характера рельефа ход может примыкать к оси трассы или отходить от неё. Иногда такой ход прокладывается в обход пересекаемого тоннелем массива.

При коротких тоннелях часто можно найти на перевале такую стоянку инструмента, от которой можно визировать по обоим склонам к начальным точкам, недалеко отстоящим от порталов. При более длинных тоннелях и при закруглённых хребтах проходных массивов хорошие результаты может дать визирование от верха хребта к точкам, расположенным на обратных склонах долины.

В случаях, когда на хребте, в створе между обоими порталами, невозможно найти стоянку для инструмента, от которой можно визировать к точкам, расположенным на оси трассы около порталов, установка инструмента уточняется способом последовательных приближений до тех пор, пока визированием в одну сторону и при повернутой через зенит трубе в другую сторону не засекут вертикальной нитью точки у обоих порталов.

При решении вопроса о целесообразности разбивки оси тоннеля на поверхности, необходимо иметь в виду, что многократные переломы трассы в плане и профиле способствуют накоплению вероятных ошибок. Большое влияние на нарастание ошибок и прежде всего на боковое смещение точек оси оказывают ошибки, связанные с измерениями углов. Как будет показано ниже, даже после привязки к конечным точкам и выравнивания невязки, в середине хода могут остаться значительные смещения.

Полигонометрическими ходами при правильном их проведении можно сравнительно быстро получить результаты требуемой точности. Они находят применение не только при наземной увязке начальных точек и направлений у обоих порталов, но ими почти исключительно производится подземная разбивка осей криволинейных тоннелей.

Для того чтобы полигонометрические измерения дали хорошие результаты, необходимо учитывать некоторые их свойства, о которых говорится ниже.

При проведении полигонометрических ходов могут быть три характерных случая.

1. На обоих концах полигона отсутствует привязка как к точкам с определёнными координатами, так и по заранее установленным направлениям.
2. На обоих концах существует возможность привязки направлений, но отсутствует координатная привязка конечных точек.
3. На обоих концах производится привязка как по направлениям, так и по координатам конечных точек.

Согласно теории ошибок принимается, что если невязка в сумме измеренных n углов полигонометрического хода равна w , то средняя квадратическая ошибка измерения одного угла m равна

$$m = \frac{w}{\sqrt{n}}. \quad (12)$$

Средняя квадратическая ошибка определения направления стороны полигона, ограниченной точками r и $r+1$, равна:

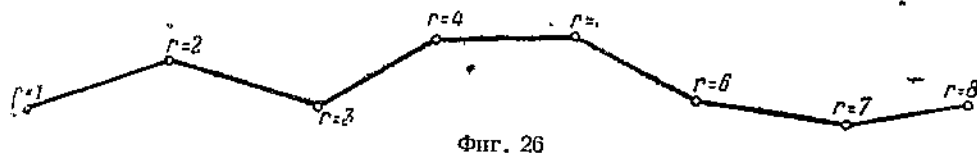
$$M_{r, r+1} = m \sqrt{\frac{r(n-r)}{n}} = \frac{w}{n} \sqrt{r(n-r)}. \quad (13)$$

Последняя формула указывает, что чем больше подкоренная величина, тем больше ошибка в определении направления сторон полигонометрического хода и после его выравнивания. Подкоренная величина нарастает по мере нарастания r (порядкового номера угла полигона) от 1 до $\frac{n}{2}$. Это означает, что по мере удаления от концов полигона и приближения к его середине будет уменьшаться точность определения направления сторон хода. Эта величина достигает своего максимума при $r = \frac{n}{2}$, т. е. в середине полигонометрического хода; тогда

$$M = \frac{m}{r} \sqrt{n} = \frac{w}{r}. \quad (14)$$

Таким образом, максимальная среднеквадратическая ошибка в определении направлений сторон полигонометрического хода будет в середине хода, и эта ошибка равняется половине невязки в сумме измеренных углов полигона.

Пример. Полигонометрический ход связывает 8 точек (фиг. 26). Измерение углов закончено с невязкой $w = 60''$.



Среднеквадратическая ошибка измерения одного угла m равна

$$m = \frac{w}{\sqrt{n}} = \frac{60}{\sqrt{8}} = \pm 21,21'',$$

$$M = m \sqrt{\frac{r(n-r)}{n}} = 7,5'' \sqrt{r(8-r)}.$$

$$\text{Для сторон: } \begin{matrix} 1-2 & 2-3 & 3-4 & 4-5 & 5-6 & 6-7 & 7-8 \\ M = & \pm 20'' & \pm 26'' & \pm 29'' & \pm 30'' & \pm 29'' & \pm 26'' & \pm 20'' \end{matrix}$$

Самое большое значение при проходке тоннелей имеют ошибки, определяющие боковое смещение оси тоннеля. С целью упрощения выводов определяем ошибки поперечного смещения для вытянутого полигонометрического хода, отклоняющегося немного от прямого направления. При оценке полученных результатов нужно иметь в виду, что вытянутому ходу соответствует большая конечная невязка, чем изогнутому с одинаковым числом одинаково длинных сторон полигона. Но разность эта является настолько незначительной, что выводы, сделанные для вытянутого хода, можно отнести к изогнутым ходам, значительно отклоняющимся от прямого направления.

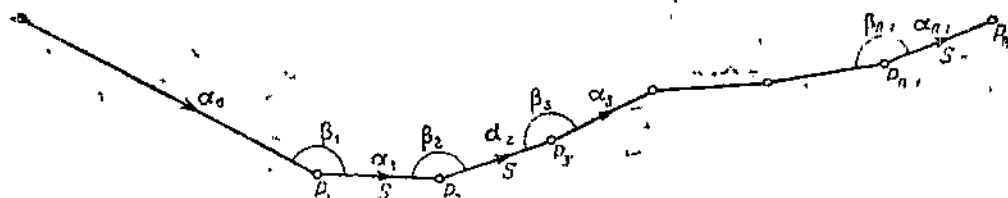
При вытянутом полигоне угловые ошибки и ошибки длин независимы друг от друга, так как ошибки длин вызывают только смещения в главном направлении хода, а ошибки углов вызывают только смещения поперёк направления хода.

1. В условиях первого из указанных трёх случаев, когда отсутствует увязка по координатам и направлениям на обоих концах хода, накопление ошибок развивается следующим образом (фиг. 27).

Предполагаем, что полигонометрический ход с равными сторонами s начинается с закреплённой точки P_1 и кончается точкой P_n . Координаты точки P_1 и угол направления α_0 предполагаем заданными, углы β и длины сторон s изменяются.

Углы направлений $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots, \alpha_{n-1}$ равны:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_0 + \beta_1 - 180^\circ; \\ \alpha_2 &= \alpha_0 + \beta_1 + \beta_2 - 2 \cdot 180^\circ; \\ \alpha_3 &= \alpha_0 + \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 - 3 \cdot 180^\circ; \\ &\dots \dots \dots \\ \alpha_{n-1} &= \alpha_0 + \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_{n-1} - (n-1) \cdot 180^\circ. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$



Фиг. 27

Принимаем, что углы измерены с ошибками $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \dots, \varepsilon_{n-1}$. В результате этих ошибок направления сторон полигонометрического хода $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots, \alpha_{n-1}$ определены с ошибками

$$\left. \begin{aligned} \gamma_1 &= \varepsilon_1; \\ \gamma_2 &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2; \\ \gamma_3 &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3; \\ &\dots \dots \dots \\ \gamma_{n-1} &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \dots + \varepsilon_{n-1} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Отсюда истинные значения углов полигонометрического хода:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 + \gamma_1 &= \alpha_0 + \beta_1 + \varepsilon_1 - 180^\circ; \\ \alpha_2 + \gamma_2 &= \alpha_0 + \beta_1 + \varepsilon_1 + \beta_2 + \varepsilon_2 - 2 \cdot 180^\circ; \\ &\dots \dots \dots \\ \alpha_{n-1} + \gamma_{n-1} &= \alpha_0 + \beta_1 + \varepsilon_1 + \beta_2 + \varepsilon_2 + \dots + (n-1) 180^\circ \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

Из этих формул подсчитываем ординату конечной точки P_n . Обозначим ординату буквой y и её ошибку буквой η . Последняя равняется истинному поперечному смещению конечной точки, которое выводится из ошибок углов хода:

$$\begin{aligned} y &= y_1 + s \sin \alpha_1 + s \sin \alpha_2 + \dots + s \sin \alpha_{n-1}, \\ y + \eta &= y_1 + s \sin (\alpha_1 + \gamma_1) + s \sin (\alpha_2 + \gamma_2) + \dots + s \sin (\alpha_{n-1} + \gamma_{n-1}), \end{aligned} \quad (18)$$

или после преобразования

$$\begin{aligned} y + \eta &= y_1 + s \sin \alpha_1 + s \sin \alpha_2 + \dots + s \sin \alpha_{n-1} + s \cos \alpha_1 \gamma_1 + \\ &\quad + s \cos \alpha_2 \gamma_2 + \dots + s \cos \alpha_{n-1} \gamma_{n-1}. \end{aligned} \quad (19)$$

Разность обоих уравнений даёт ошибку поперечного смещения. Так как предположено, что полигонометрический ход вытянут по направлению оси x , то коэффициент перед γ будет приближаться к единице и величина поперечного смещения будет равняться:

$$\eta = s (\gamma_1 + \gamma_2 + \dots + \gamma_{n-1}).$$

Подставляя соответствующие значения γ , получаем:

$$\eta = s [(n-1) \varepsilon_1 + (n-2) \varepsilon_2 + (n-3) \varepsilon_3 + \dots + \varepsilon_{n-1}]. \quad (20)$$

В дальнейшем выводим боковое смещение конечной точки полигонометрического хода аналогично предшествующему случаю:

$$\eta = \frac{s}{2} [(n-1)\varepsilon_1 + (n-3)\varepsilon_2 + (n-5)\varepsilon_3 + \dots + (n-3)\varepsilon_{n-1} + (n-1)\varepsilon_n]. \quad (25)$$

Как показывает уравнение (25) в противоположность уравнению (20) привязанного хода, коэффициенты расположены симметрично по отношению к середине.

При нечётном числе полигонных углов в середине хода будем иметь:

$$\left[n - \left(2 \frac{n+1}{2} - 1 \right) \right] \frac{\varepsilon_{n+1}}{2} = 0 \cdot \frac{\varepsilon_{n+1}}{2}.$$

Отсюда следует вывод, что ошибки в измерениях углов в середине хода не оказывают влияния на боковое смещение его конца.

Проводя расчёт подобно предшествующему случаю, получаем при средней квадратической ошибке в измерении углов $\pm m$ следующее среднее значение бокового смещения конца хода q .

$$q^2 = s^2 \frac{m^2}{\rho^2} \cdot \frac{n(n^2-1)}{12}.$$

С введением длины хода $L = (n-1)s$ формула приобретает вид:

$$q = \pm L \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{n(n+1)}{12(n-1)}}. \quad (26)$$

Если n не совсем малая величина, можно принять

$$\frac{n+1}{n-1} \approx 1$$

и тогда:

$$q = \pm L \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{n}{12}}. \quad (27)$$

Сравнение формул (22) и (23) с формулами (26) и (27) приводит к очень важному заключению, что привязка хода к известным конечным направлениям уменьшает боковую сдвижку конца полигонометрического хода в два раза.

3. В случае, когда концы хода привязаны как к закреплённым точкам с известными координатами, так и к определённым конечным направлениям, боковые смещения точек хода сильно уменьшаются. Боковые смещения концов полигона из-за их привязки к закреплённым точкам сводятся к нулю, а максимальное смещение переносится к середине.

Принимаем, что невязка в суммах измеренных углов полигона распределяется равномерно по отдельным углам, координатная невязка распределяется пропорционально длинам сторон в данном случае тоже равномерно.

Производя расчёт аналогично первому и второму случаям, получаем при средней квадратической ошибке $\pm m$ среднее значение бокового смещения середины полигонометрического хода $\pm q$ равное:

$$q = \pm s \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{n^2 + 2n^2 - 3}{192n}}. \quad (28)$$

С введением длины хода $L = (n-1)s$ формула приобретает вид:

$$q = \pm L \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{n^2 + 2n^2 - 3}{192n(n-1)^2}}. \quad (29)$$

Если n не совсем малая величина, формулу можно преобразовать:

$$q = \pm L \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{n}{192}}. \quad (30)$$

Сравнивая значение q в формулах (23) и (27) с значением в формуле (30), необходимо учесть, что в первых двух случаях боковое смещение относится к концам ходов длиной L , а в формуле (30) оно представляет смещение середины хода.

С целью получения сравниваемых формул, заменяем в формулах (23) и (27) L через $\frac{L}{2}$ и n через $\frac{n+1}{2}$. Тогда формулы приобретают вид:

а) для конечной точки свободного непривязанного хода с $\frac{n+1}{2}$ точками и длиной $\frac{L}{2}$

$$q_1 = \pm L \frac{m}{p} \sqrt{\frac{n(n+1)}{24(n-1)}};$$

б) для конечной точки хода с привязкой концов к данным направлениям, но без координатной привязки концевых точек, при длине его $\frac{L}{2}$ и числе точек $\frac{n+1}{2}$

$$q_2 = \pm L \frac{m}{p} \sqrt{\frac{(n+1)(n+3)}{96(n-1)}};$$

в) для середины хода, привязанного концами к данным направлениям и к точкам с известными координатами при длине его L

$$q_3 = \pm L \frac{m}{p} \sqrt{\frac{n^4 + 2n^2 - 3}{192n(n-1)}}.$$

Измеряя L в километрах, n в минутах и q в сантиметрах, получаем:

$$\begin{aligned} q_1 &= \pm LmW_1; \\ q_2 &= \pm LmW_2; \\ q_3 &= \pm LmW_3. \end{aligned}$$

Величины W_1 , W_2 , W_3 для разных значений n подсчитаны в табл. 4.

Из таблицы видно, что при постоянной длине и постоянной величине ошибок в измерении углов боковое смещение точек полигонометрического хода быстро возрастает с увеличением числа угловых точек хода. Отсюда вывод: чем меньше число сторон хода и чем больше их длина, тем точнее укладка хода. Это обстоятельство должно быть особо учтено при разбивке криволинейной оси линии при проходке тоннеля, так как в этом случае полигонометрический ход не будет привязан на концах и нужно ожидать ошибок, значительно превосходящих ошибки привязанных ходов.

Нам показывает та же табл. 4: боковые смещения привязанного по концам к определённым точкам и направлениям хода будут приблизительно в три раза меньше ошибок свободного, непривязанного хода. Полигонометрический ход, привязанный на концах только к определённым направлениям, занимает по точности промежуточное положение. Всё же он, в особенности при большом числе углов перелома, обеспечивает гораздо большую точность, чем непривязанный ход. Отсюда вытекает необходимость использовать все наличные возможности для привязки концов хода. В случае отсутствия триангуляционной и полигонометрической сети нужно попробовать подыскать точку, на которую можно визировать от конечных точек и на которой можно измерить угол, образованный направле-

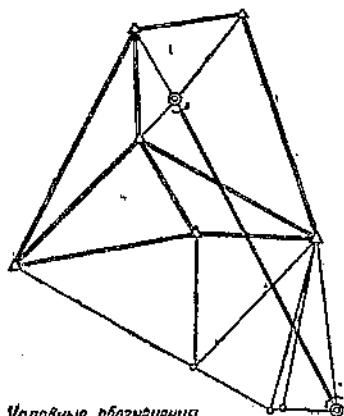
Таблица 4

n	W_1	W_2	W_3
3	14,6	10,3	4,0
5	16,3	10,3	4,9
7	18,1	10,8	5,7
9	19,9	11,5	6,4
11	21,6	12,2	7,0
13	23,1	12,8	7,6

ниями к конечным точкам. Это даст возможность замкнуть полигон, проверить правильность измеренных углов и внести соответствующие поправки. Замыкание полигона обратным ходом от последней к исходной точке даст возможность проверки углов и расстояний, но в то же самое время удваивает число сторон полигона и его длину и тем самым уменьшает выгоды от замыкания.

В горных районах встречаются известные затруднения при трассировании оси тоннеля на поверхности или при проведении полигонометрического хода, но они в большинстве случаев могут быть преодолены. Только в исключительных случаях будет необходимо увязать одни с другими направления у входов в тоннель при помощи триангуляционной сети.

Самое простое решение получается в случаях, когда удаётся привязать по одной точке и по одному направлению у каждого тоннеля к существующей общегосударственной триангуляционной сети. Тогда, получив координаты начальных точек у порталов тоннеля, можно вывести азимут линии, соединяющей эти точки и её длину.



Условные обозначения.

▲ — исходные точки

○ — новые точки

⊙ — сигналы

Фиг. 28

Триангуляция, использованная при разбивке Лечбергского тоннеля, является примером использования триангуляционной сети III класса (фиг. 28).

Использование существующей триангуляционной сети освобождает от необходимости измерения собственного базиса, но иной раз расположение точек существующей триангуляционной сети может быть настолько неблагоприятным по отношению к припортальным точкам, что их использование может быть затруднено.

Привязка новых точек к существующей сети может быть произведена прямой или обратной засечкой. Для того чтобы определить возможные отклонения в подземной укладке направлений, необходимо прежде всего выявить точность определения координат исходных точек триангуляцией.

Формулы расчёта средней квадратической ошибки определения расположения одной точки прямой или обратной засечкой и вывод их, а также подробные объяснения по укладке и выравниванию триангуляционных сетей находятся в специальных курсах геодезии.

Если в районе постройки отсутствует триангуляционная сеть или существующая не может быть использована, — возникает необходимость проведения специальной триангуляции с собственным базисом.

При проектировании триангуляционной сети необходимо стремиться к максимальному ограничению числа точек сети и к увеличению количества визирований с целью получения большого числа лишних наблюдений, улучшающих результаты при выравнивании невязок.

Точность измерения базисов и углов определяется классом триангуляции и будет зависеть в значительной мере от длины тоннеля. Приёмы и инструменты, используемые при измерениях, а также методы выравнивания невязок описаны в курсах геодезии и в применении к тоннелям ничего специфического не содержат.

Представление о точностях, которые были достигнуты при проведении тоннельных триангуляций, дают данные табл. 5. Интересны данные столбцов 7 и 9 о фактических расхождениях тоннельной оси при сбойке направляющих штолен и об ошибках в определении длин тоннелей.

Инструменты, применяемые при измерении крупных тоннелей, должны быть компарированы. Целесообразно на удобной площадке, расположенной недалеко от порталов, зафиксировать базис сравнения длиной 100—150 м. Для приведения в соответствие единиц измерения длины на поверхности и под землёй необходимо, чтобы этот базис был измерен инструментами, которыми проводились измерения на поверхности.

Данные о точности измерений тоннельных триангуляционных сетей

Наименование тоннеля	Длина тоннеля в км	Среднеквадрат. ошибка определения углов в сек.	Средняя ошибка — некая сумма углов треугольника в сек.	Расчётные веро- ятные боковые отклонения		Фактическое расхождение оси тоннеля при встрече направляющих штолен в м	Расчётная вероятная ошибка определения длины в м	Фактическое отклонение длины в м	Число углов сети
				начальных направ- лений у порталов в сек.	оси тоннеля в сере- дине тоннеля в м				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Готардский	14,9	~1	2,2	0,68	0,04	0,300	—	—	17
Симплонский . . .	19,7	~1	3,1	0,47	0,05	0,202	0,56	0,79	11
Лечбергский . . .	14,5	1,7			0,182	0,257	0,36	0,41	—
Хауенштейнский . .	8,1				Средн. знач. 0,546 Макс. знач.		Средн. знач. 1,08 Макс. знач.	0,50	—
Вохейнский	6,3							0,76	7
Караванкенский . .	8,0					0,020		0,45	—
Босруковский . . .	4,8					0,153		0,18	11
Тауернский	8,6					0,550		2,93	—

Вероятность хорошего совпадения направлений при сбойке идущих друг другу навстречу направляющих штолен зависит не только от точности поверхностных измерений, не в меньшей степени она зависит и от точности подземной разбивки оси тоннеля и от полного соответствия и увязки подземных работ с работами на поверхности.

Для осуществления этой увязки необходимо, чтобы начальные точки и исходные направления у порталов тоннелей, которые являются общими увязывающими элементами в наземной и подземной системах измерений, были зафиксированы с максимальной резкостью и давали бы возможность в любое время производить измерения в глубь тоннеля или к опорным точкам наземной сети.

Ось тоннеля у порталов должна быть надёжно закреплена точкой, расположенной на продолжении этой оси в направлении, обратном от тоннеля, обычно на противоположном склоне долины. От этой точки, называемой концевым сигналом, определяются в створе оси тоннеля контрольные точки, нормально две точки между концевым сигналом и входом в тоннель и одна точка на тоннельном склоне, по возможности на большем расстоянии.

§ 18. ПОДЗЕМНАЯ РАЗБИВКА ОСИ ТОННЕЛЯ

1. Общие положения

Инженерно-геодезические работы, связанные со строительством подземных сооружений, требуют высокой точности. Отдельные элементы подобных сооружений подвергаются математическому расчёту, в силу чего правильность переноса проекта в натуру имеет весьма существенное значение. Малейшие неточности, допущенные при геодезических работах, могут иметь последствием крупные и сложные строительные работы, не предусмотренные проектом.

2. Приёмы и точность работ при разбивке осей выработок с порталов

Метод разбивки оси прямых тоннелей с порталов вообще тот же, что и при разбивке прямой, заданной двумя ясно видимыми точками. Теодолитом, центрированным самым тщательным образом над начальной точкой, визируют

к концевому сигналу. В закреплённом положении теодолита переворачивают трубу через зенит и визируют по направлению к тоннелю.

Над точкой оси тоннеля, которую нужно закрепить или проверить, устанавливают световой сигнал, который передвигают до точного совпадения вертикальной нити теодолита со световым прорезом сигнала. С целью чёткой установки сигнала последний устанавливается на плиту, передвигаемую поперёк оси тоннеля микрометренным винтом.

При длинных тоннелях указания о перемещении сигнала передаются по телефону. После установки точка отмечается.

Визирование к конечному сигналу, переворачивание трубы и визирование к световому сигналу повторяются несколько раз. При разбивке оси Симплонского тоннеля из четырёх наблюдений в каждом положении трубы выводилось среднее значение. Если оба значения совпадали с точностью до 10 мм, то среднее из 8 наблюдений принималось как истинное значение. При отклонениях больше 10 мм число визирований увеличивалось.

С целью получения уверенности в том, что поверхностные реперы не сместились, каждая окончательная разбивка точек должна обязательно привязываться к трём точкам, лежащим в створе исходного направления.

Кроме того, каждая точка тоннельной оси, служащая репером, определяется несколько раз для проверки устойчивости участка.

Расстояние между стоянками инструмента при прямом тоннеле обычно не превышает 700 м, хотя из практики известны случаи, когда в благоприятных условиях световые сигналы были видны на несколько километров. Так, на Готтардском тоннеле визирования от начальной точки в глубь штольни иногда доходили ночью до 1300 м, а на Лечбергском до 2500 м, но обычно нужно было работать на расстояниях гораздо более коротких ввиду недостаточной видимости световых сигналов на большом расстоянии.

Независимо от ясности взгляда дальность визирования может быть ограничена кривизной земного шара: так, при расстоянии 4 км стрела кривизны составляет уже 1,0 м.

Постоянные точки на оси тоннеля закрепляются самым тщательным образом. Принимаются предохранительные меры против возможных повреждений и сдвижек.

После закрепления оси производится промер длин стальной лентой или мерными рейками. При промере длин производится установка пикетов, а также нивелирование с точностью, соответствующей длине тоннеля.

На близких расстояниях можно с успехом визировать на гвозди, которые при хорошем свете чётко рисуются на белом фоне. При визировании на больших расстояниях употребляются специальные световые сигналы, представляющие металлические пластины с визирными прорезами, освещаемыми соответствующим образом.

Для установки сигналов, а также теодолитов применяют массивные штативы высотой около 1 м с широкой тарелкой диаметром 0,5 м. На тарелку кладут массивную установочную плиту, снабжённую тремя винтами для её приведения в горизонтальное положение и имеющую салазки, передвигаемые микрометренным винтом, допускающим точную установку сигнала на направление визирного луча и точную центровку теодолита.

Фиг. 29 изображает штатив, применённый при разбивке Симплонского и Лечбергского тоннелей. Световой сигнал имеет прорез с регулируемой шириной. На указанных тоннелях при ацетиленовом освещении применялся прорез шириной 5 мм.

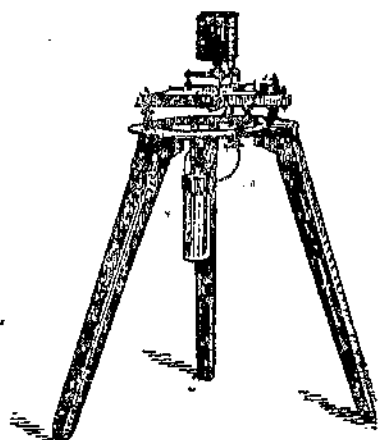
При выборе способа разбивки оси тоннеля на круговой кривой необходимо учесть, с одной стороны, особенность обстановки производства работ — узость штольни и тоннеля, и с другой стороны, необходимость ограничить накопление ошибок.

Из обеих возможностей разбивки: многоугольником касательных и многоугольником хорд, последняя имеет то преимущество, что угловые точки многоугольника будут расположены на середине штольни или тоннеля, где инструмент

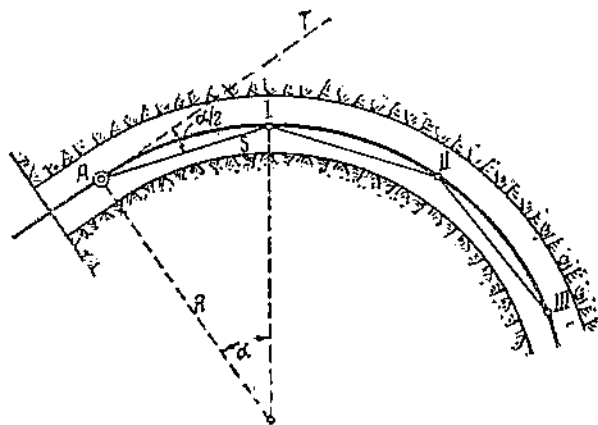
может быть расположен удобнее. К тому же многоугольник хорд можно разбить со сторонами длиннее, чем многоугольник касательных, и, таким образом, в первом случае накопление ошибок будет наименьшим. Это обстоятельство имеет особо существенное значение при укладке оси в штольне, в которой установка теодолита у стены при многоугольнике касательных вызовет значительное укорочение сторон многоугольника и накопление ошибок.

Разбивка круговой кривой производится по схеме, представленной на фиг. 30.

Длину стороны многоугольника выбирают в зависимости от свободной ширины штольни или тоннеля, в которой можно производить измерения. Выбранной длине S соответствует центральный угол



Фиг. 29



Фиг. 30

$$\frac{\alpha}{2} = \angle TAI;$$

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{S}{2R}.$$

Периферийный угол многоугольника равен $\angle AII = 180 - \alpha$.

Промежуточные точки между вершинами многоугольника, необходимые для разбивки кладки и других измерений, находят по ординатам от хорды (фиг. 31)

$$h = \frac{S}{2} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4} = R \sin \frac{\alpha}{2} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4} = 2R \sin^2 \frac{\alpha}{4}.$$

Как было показано при выводе формул накопления ошибок полигонометрических ходов, боковая сдвигка оси при разбивке равна:

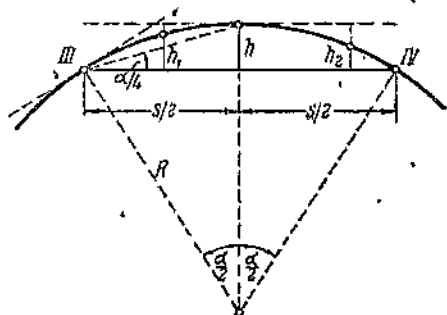
$$q = L \frac{m}{p} \sqrt{\frac{n}{3}},$$

где n означает число углов многоугольника.

Из этой формулы видно, что уменьшение величины боковой сдвигки можно получить за счёт уменьшения числа сторон многоугольника, что можно достичь применением по возможности более длинных сторон его.

При ширине штольни в 2,5 м невозможно принять стрелу h больше 1,0 м. Этой стреле при радиусе $r = 300$ м соответствует длина хорды S .

$$S = 2 \sqrt{2hr - h^2} = 56,5 \text{ м.}$$



Фиг. 31

Для увеличения длины сторон можно было бы рекомендовать эксцентричную укладку многоугольника вне оси штольни. В данном примере сдвигка на 0,80 м даёт увеличение длины стороны многоугольника до:

$$S = 2\sqrt{2 \cdot 1,80 \cdot 400,8 - 1,8^2} = 76 \text{ м.}$$

Этому увеличению длины стороны соответствует уменьшение ожидаемой боковой сдвигки оси штольни на 17%.

Кроме числа углов многоугольника, которое имеет значение при накоплении ошибок угловых измерений, на боковую сдвигку оси штолен при их сбойке оказывают влияние ошибки в измерении длин сторон многоугольника.

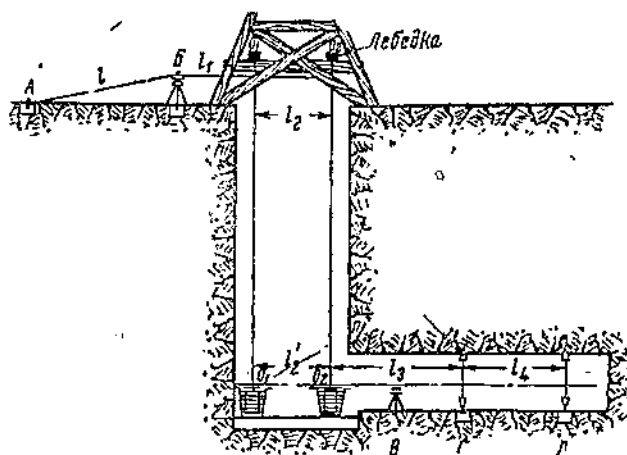
3. Приёмы работ при разбивке осей выработок через шахты

Перенос направлений с поверхности при проходе штолен

При сооружении тоннелей одновременно на нескольких участках обычно последние соединяют при помощи так называемых направляющих штолен.

Как правило, проходка этих штолен ведётся по оси тоннеля. Оси штолен, идущих навстречу друг другу, должны совпадать в местах сбойки.

Считается допустимым наибольшее расхождение осей штолен в плане 5 см при расстоянии между шахтами до 500 м. При таких условиях вопрос точного ориентирования подземных выработок относительно геодезической основы на поверхности приобретает особо важное значение.



Фиг. 32

Подобная задача разрешается путём передачи с поверхности под землю азимута линии, координат и абсолютных отметок отдельных точек.

Наиболее употребительным является способ створа двух ответсов (фиг. 32).

Задача заключается в передаче оси ствола шахты в подземную выработку и в придании последней проектного направления. Исходными данными являются полигонометрические точки А и В на поверхности, находящиеся в створе с направлением диаметра поперечного сечения ствола шахты, подлежащим переносу под землю. Азимут направления этого диаметра известен.

После установки и центрировки теодолита в точке В ориентируют его по точке А. Выставляют в створе линии АВ отвесы O_1 и O_2 по концам диаметра ствола шахты и опускают их вниз при помощи лебёдок. Обычно помещают грузы отвесов в сосуды с густой жидкостью (например, мазут), что предотвращает отвесы от качания.

Затем проверяют по теодолиту правильность расположения отвесов O_1 и O_2 , после чего выставляют в штольне теодолит В в том же створе.

Очевидно, что теодолиты В и В располагаются в одной плоскости с отвесами O_1 и O_2 и, следовательно, с наземной линией АВ. Таким образом, визирная ось теодолита В после ориентирования его по линии O_2, O_1 и поворота трубы через зенит даст искомое направление оси подземной выработки. После закрепления по этому направлению точек Г и Д можно получить под землёй линию с тем же азимутом, что и линии АВ на поверхности.

При известном азимуте линии $ABO_1O_2BГД$, координатах точки B и расстояниях

$$BB = l_1 + l_2 + l_3;$$

$$BD = l_1 + l_2 + l_3 + l_4,$$

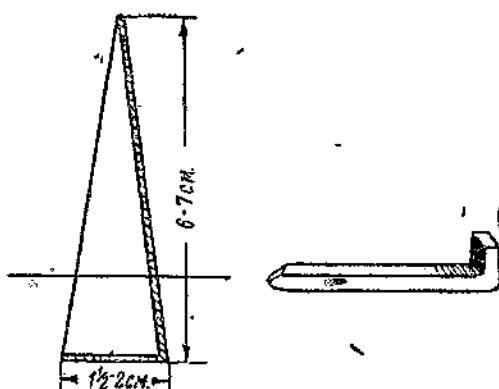
координаты точек $Г$ и $Д$ могут быть определены по следующим формулам:

$$X_G = X_B + \sum_1^3 l \cos \alpha;$$

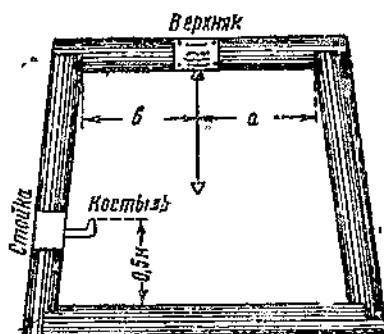
$$Y_G = Y_B + \sum_1^3 l \sin \alpha;$$

$$X_D = X_B + \sum_1^4 l \cos \alpha;$$

$$Y_D = Y_B + \sum_1^4 l \sin \alpha.$$



Фиг. 33



Фиг. 34

При этом способе требуется особо высокая точность центрирования инструмента. Положение перенесенной таким способом проектной оси направляющей штольни закрепляется стандартными геодезическими знаками.

В плане и профиле ось закрепляется так называемыми маркшейдерскими гвоздями и соответственно костылями (фиг. 33). Первые имеют вид вытянутого треугольника указанных на фиг. 33 размеров со сквозным отверстием для подвешивания отвеса.

Обычное положение маркшейдерского гвоздя — в верхняке штольни, а костыля — в стойке рамы (фиг. 34).

Отметка костыля привязывается к проектной отметке низа штольни.



Фиг. 35

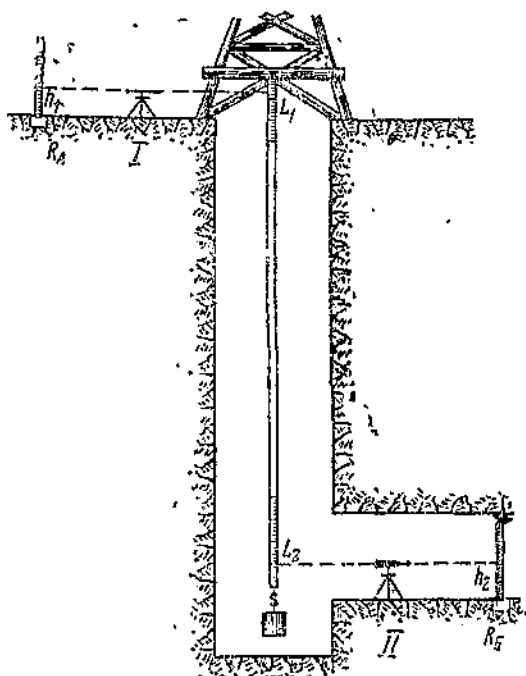
У каждого закреплённого маркшейдерского знака производится на крепях запись о времени постановки знака, пикетного значения его, положения, фамилия исполнителя; для костыля записывается, кроме того, номер костыля и его абсолютная отметка (фиг. 35).

Все эти данные записываются также в маркшейдерскую книгу.

Перенос абсолютной отметки с поверхности в шахту

Для правильного задания направления оси штольни в профиле необходимо передать абсолютную отметку с поверхности в шахту. Эта передача отметки должна производиться весьма точным способом, что достигают следующим образом.

Для передачи отметки репера A , находящегося на поверхности (фиг. 36), подземному реперу B устанавливают два нивелира I и II . Кроме того, над стволом шахты жёстко укрепляют брус, к которому подвешивается мерная лента, нижний конец которой с грузом опускают в шахту. Оба нивелира делают одновременный отсчёт по ленте и по соответственным рейкам.



Фиг. 36

Подобные отсчёты делают несколько раз с изменением горизонта нивелирования и с перекладыванием трубы.

Абсолютная отметка репера B определяется

$$H_B = H_A + h_1 - (L_2 - L_1) - h_2, \quad (32)$$

где h_1 и h_2 — отсчёты по рейкам соответственно на реперах A и B ;

L_1 и L_2 — отсчёты по шкале ленты.

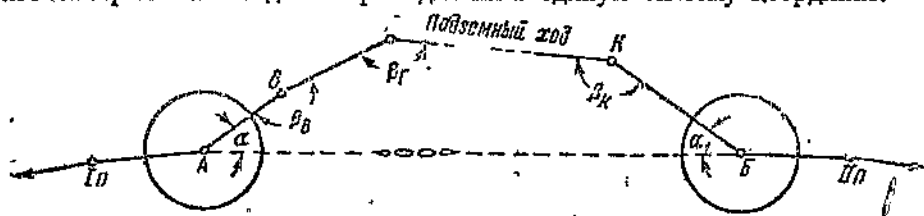
При большой глубине шахт применяют склейку 20-м лент или стальную проволоку. Точность передачи отметки таким способом допустима в пределах 3—5 мм. Обычно устанавливают ряд запасных реперов.

Задание направления основным выработкам

При сбойке соседних участков штолен обычно имеют место некоторые расхождения осей как в плане, так и в профиле. Это является следствием накопления ошибок в результате неточного выполнения следующих работ:

- а) измерения длины линий подземной полигонометрии;
- б) центрирования инструмента;
- в) визирования на центр знака;
- г) перенесения азимута исходной линии и координат точек при ориентировании через одну шахту.

В силу этого после сбойки соседних участков производят увязку подземных полигонометрических ходов и приводят их в единую систему координат.



Фиг. 37

Это выполняют путём соединения между собой полигонометрических ходов и ориентирования подземных выработок через две шахты. Методика работ заключается в следующем. В соседних шахтах (фиг. 37) опускают отвесы A и соответственно B и определяют их координаты с точек подходного полигона на поверхности. Одновременно определяют углы β_B и β_K между каждым отвесом и направлением на последующий знак подземной полигонометрии с точек B и K , а также измеряют расстояния между этими точками и соответственными отвесами A и B .

В результате получают замкнутый полигон $AB\Gamma\dots KBA$, у которого изменены все стороны кроме AB и углы кроме e и e_1 . Длину AB можно определить по координатам отвесов A и B . После отыскания углов e_1 и e_2 уравнивание подземного полигона производят обычными приёмами, известными из курса геодезии.

Задача определения угла e сводится к следующему (фиг. 38). Вначале определяют азимут между отвесами A и B по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha_{(AB)} = \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}; \quad (33)$$

азимут линии

$$AB' = \alpha_1 = \alpha - e; \quad (34)$$

тогда угол

$$e = \alpha - \alpha_1. \quad (35)$$

Для вычисления хода $AB\Gamma\dots KB$ выбирают систему координат с началом в точке A и направлением одной из осей по линии AB . Азимут последней принимают за 0° .

Приращения отрезков хода будут соответственно равны:

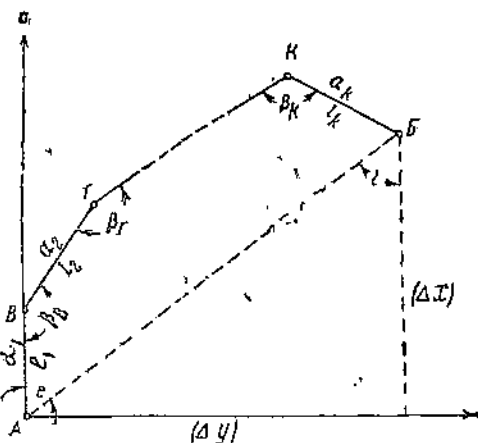
$$\begin{aligned} \Delta Y_{(AB)} &= l_1 \sin \alpha_1; \quad \Delta X_{(AB)} = l_1 \cos \alpha_1; \\ \Delta Y_{(B\Gamma)} &= l_2 \sin \alpha_2; \quad \Delta X_{(B\Gamma)} = l_2 \cos \alpha_2; \\ \Delta Y_{(KB)} &= l_K \sin \alpha_K; \quad \Delta X_{(KB)} = l_K \cos \alpha_K. \end{aligned} \quad (36)$$

Согласно известной из курса геодезии теории сумма приращения всего хода равна приращению между отвесами A и B

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta X &= AB \cos e, \\ \Sigma \Delta Y &= AB \sin e. \end{aligned} \quad (37)$$

Угол e определяется по $\operatorname{tg} e$, т. е.

$$\operatorname{tg} e = \frac{\Sigma \Delta Y}{\Sigma \Delta X}. \quad (38)$$



Фиг. 38

Обычно для практических целей используют материал первичной ориентировки с известными координатами отвесов A и B ; углами β_B и β_K и длинами l_1 и l_2 .

Дополнительными данными будут являться угол в точке соединения двух ходов и расстояния от этой точки до последних точек отдельных ходов.

Работы при расширении поперечного сечения тоннеля на полный профиль

Дальнейшим этапом работ обычно является расширение поперечного сечения выработки на полный профиль, что в общем случае требует проходки верхней штольни.

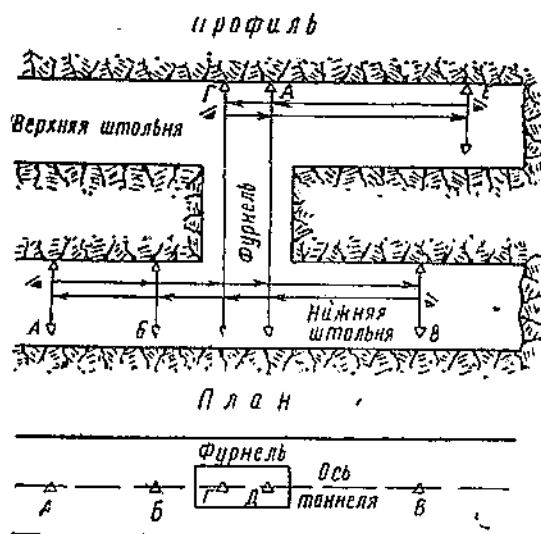
При проходке последней ось её, так же как и ось нижней штольни, должна совпадать в плане с осью тоннеля.

Для решения этой задачи подвешиваются к осевым точкам нижней штольни (фиг. 39) отвесы A , B и V с точным расположением их в створе. При расстоянии между соединительными вертикальными ходами (фурнелями) до 50 м размещение отвесов A , B и V в створе может быть произведено без инструмента. При больших расстояниях обязательно применение теодолита.

После этого из верхней штольни опускают отвесы Γ и $Д$ с приблизительным помещением в створе линии $A-B$. Затем, пользуясь теодолитом, перемещают эти отвесы в створ визирной оси трубы и закрепляют в этом положении маркшейдерские гвозди.

Таким путём после переноса оси тоннеля в верхнюю штольню задают направление оси штольни в плане точкой E помещением последней в створе точек Γ и $Д$.

Передачу направления оси штольни в профиле осуществляют через фурнели от реперов нижней штольни к реперам верхней. Это производят при помощи нивелира. От абсолютной отметки репера верхней штольни передают проектную отметку верха лежня. Закрепление геодезических знаков и их паспортизацию



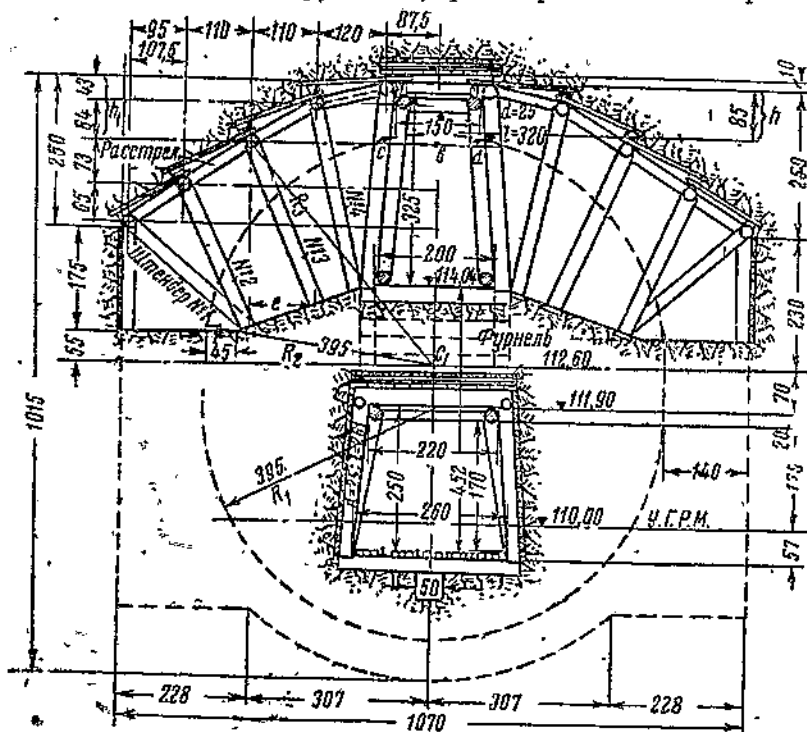
Фиг. 39

производят таким же способом, как и в нижней штольне. При разбивке в натуре последующих этапов расширения исходят из точных рабочих чертежей, снабжённых всеми основными размерами и отметками (фиг. 40).

Целью геодезических работ является:

- а) отметить в натуре точное положение каждой калотты (начало и конец);
- б) отметить в поперечном сечении тоннеля положение верхнего и нижнего концов каждого штендера;
- в) отметить положение кружал для бетонировки (фиг. 41);
- г) отметить основные точки, определяющие контурные размеры штроссы и положение лежал для бетонировки стен.

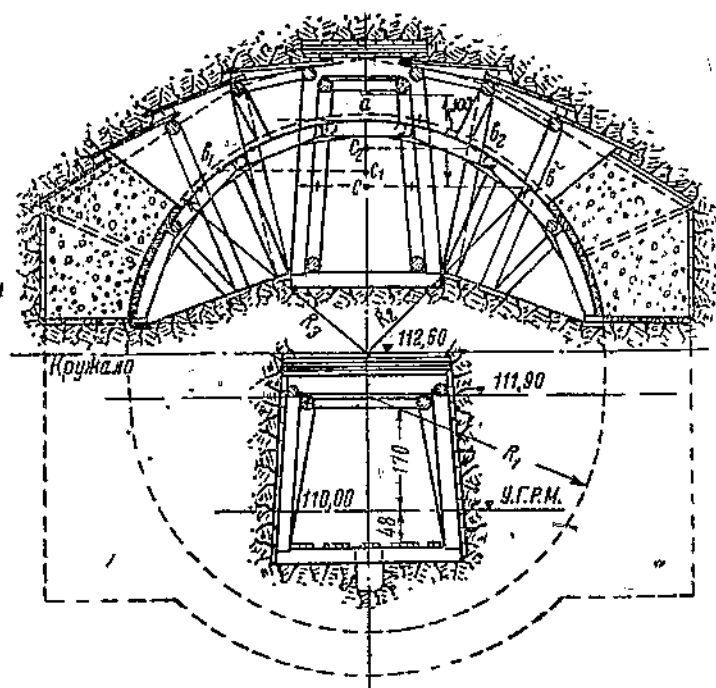
Все эти работы выполняют с предварительным вычислением координат искомых точек и переносом их на место путём применения мерных реек и отвесов и геодезических инструментов, ориентированных по маркшейдерским знакам.



Фиг. 40

Рабочие приёмы по выполнению этой задачи видоизменяются в зависимости от местных условий.

Совокупность указанных выше геодезическо-маркшейдерских работ обеспечивает правильность выполнения подземных сооружений на всех основных этапах строительства, а также даёт исчерпывающий и строго документированный



Фиг. 41

отчётный материал. При специальных методах проходки тоннелей применяют специфические приёмы геодезическо-маркшейдерских работ¹.

¹Инж. Д. А. Слободчиков. Геодезическо-маркшейдерские работы при строительстве метрополитена. Транскелдориздат, 1938 г.

КОНСТРУКЦИЯ И МАТЕРИАЛ ТОННЕЛЬНЫХ ОБДЕЛОК**§ 19. ОПТИМАЛЬНОЕ ОЧЕРТАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ
ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Конструкция подземного сооружения должна удовлетворять следующим основным требованиям:

- а) обеспечивать минимальные размеры выработки породы;
- б) требовать для её сооружения минимума строительных материалов и по возможности недефицитных;
- в) давать минимум отклонений от габарита приближения строений.

При этом должны быть учтены все геологические и гидрогеологические особенности перерезаемого тоннелем массива, глубина заложения, а также и применяемые методы производства работ.

Совокупность всех этих факторов оказывает существенное влияние на очертание конструкции подземного сооружения.

Для обеспечения статической прочности конструкции при выполнении её из местных строительных материалов, например из бутового камня, требуется придание конструкции сводчатого очертания, очерченного по плавной кривой (парабола, эллипсис, коробовая кривая). Эта форма обеспечивает работу материала конструкции на чистое сжатие.

Наличие в окружающем массиве грунтовых вод заставляет применять конструкции замкнутого типа, а при гидростатическом напоре — придавать всему поперечному сечению плавное очертание, в пределе переходящее в круг.

В твёрдых неводоносных породах конструкция может принимать незамкнутую форму поперечного сечения с прямыми стенками, предельно соответствующими габариту приближения строений.

При небольшой глубине заложения конструкции, например тоннелей метрополитена, сооружаемых открытым способом, поперечное сечение приобретает прямоугольное очертание, обеспечивающее соблюдение всех основных требований, указанных выше.

Таким образом, общая задача — нахождение оптимального очертания конструкции — расчленяется на ряд частных, из которых каждая требует анализа соответственных факторов влияния.

Такой первой задачей является установление внутреннего очертания конструкции, которое определяется в процессе составления профиля сооружения на основе удовлетворения строительным правилам и требованиям технологии.

Таким путём сначала получают определённые внутренние размеры отдельных выработок, а затем, вписывая последние в конструкцию, находят её внутреннее очертание. При этом могут быть рекомендованы выработанные практикой тоннелестроения рациональные соотношения (приведены ниже в табл. 6).

Последующая задача сводится к предварительному назначению размеров отдельных элементов конструкции и к установлению тем самым внешнего очертания сооружения. Последнее уточняется впоследствии на основании расчётов на прочность.

§ 20. ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛ ТОННЕЛЬНЫХ ОБДЕЛОК

Всякая конструкция обделки тоннеля, сооружённого горным способом, состоит (как известно из главы I) из следующих основных элементов:

свода, обычно очерченного по кривой второго порядка;

стен, обычно прямолинейных или выпуклых в сторону горного массива;

лотка, прямолинейного или в виде обратного свода.

Все эти элементы взаимно сопряжены и создают одно конструктивное целое в виде обделки, работающей на восприятие всех действующих сил (глава VII).

В зависимости от внешних факторов определяются необходимые размеры, форма и материал конструкций тоннельных обделок.

Материалом для тоннельных обделок могут служить камень (бутовая кладка, кладка из тёсаных камней), кирпич, бетон, бутобетон, железобетон, блоки из искусственных камней и металлы (чугун и сталь) и в качестве временной обделки также и дерево. Выбор материала зависит от местных ресурсов, назначения и типа тоннеля, геологических и гидрогеологических условий, а также от намечаемых способов сооружения тоннеля.

§ 21. ОБДЕЛКА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ГОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ

При сооружении горных тоннелей в прочных неводоносных, нетрещиноватых и не подверженных выветриванию скальных породах возможно оставление выработки без постоянного крепления, т. е. без устройства обделки (фиг. I).

При этом работает естественный свод из прочного материала горного массива, окружающего выработку.

Это допустимо при отсутствии трещин и отдельностей, в сплошных скальных породах, когда последние не могут выветриваться или разрушаться от других агрессивных факторов (грунтовые воды, дымовые газы).

При наличии выветривающихся, но не водоносных пород внутреннюю поверхность выработки следует покрывать слоем торкрета толщиной 2—3 см.

При расположении тоннеля в породах скальных, но разбитых трещинами, требуется сооружение лёгкой обделки, играющей роль только защитного слоя, предохраняющего тоннель от вывалов отдельных кусков породы, а также и от возможного выветривания. Следовательно, устройство обделки как несущей конструкции в горных железнодорожных тоннелях, за немногим исключением, обязательно.

Следующим типом обделки для тоннелей в твёрдых породах является приведённый на фиг. 42. Этот тип применяется в случаях, когда предполагается в дальнейшем подводка стен. При оставлении свода без подводки стен ему придают коробовое очертание, как показано на фиг. 42 пунктиром.

В породах, менее твёрдых и оказывающих вертикальное давление, обделке придают подковообразную форму с плоским лотком согласно поперечному сечению однопутных и двухпутных тоннелей (фиг. 43 и 44).

При весьма больших величинах давления пород (вертикальном и боковом) обделку тоннеля выполняют замкнутой формы с лотком в виде обратного свода согласно применённым сечениям однопутных и двухпутных тоннелей под паровую тягу (фиг. 45 и 46).

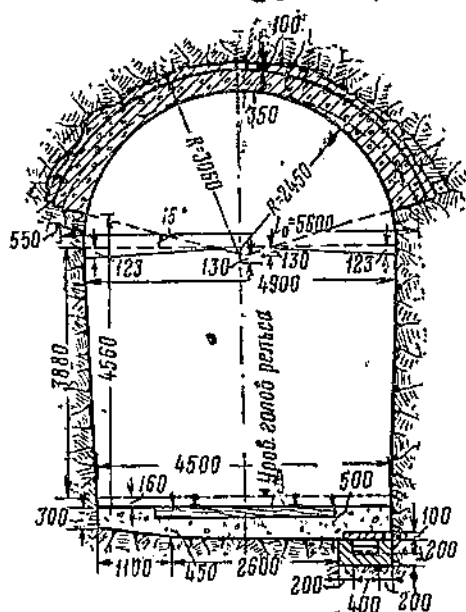
В случае пересечения тоннелем слабых пород последний выполняется в виде замкнутой железобетонной конструкции.

Обычно при выборе типа тоннельной обделки руководствуются соображениями минимальных затрат строительных материалов при наименьших объёмах выработки породы.

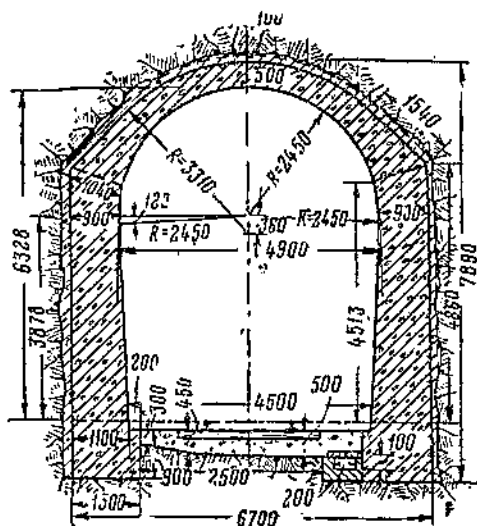
Для этого целесообразно пользоваться испытанными практикой типами обделок, сооружёнными в аналогичных геологических условиях.

При сооружении горных тоннелей больших протяжений иногда необходимо изменять тип конструкции обделки в соответствии с изменяющимися по трассе тоннеля геологическими и гидрогеологическими условиями. В таких случаях

обычно перекрывают все контакты характерных геологических изменений более мощными типами обделки минимум на одно-два кольца. Это даёт возможность обеспечить надлежащую прочность с наиболее рациональным подбором типа обделки в каждом конкретном участке тоннеля.

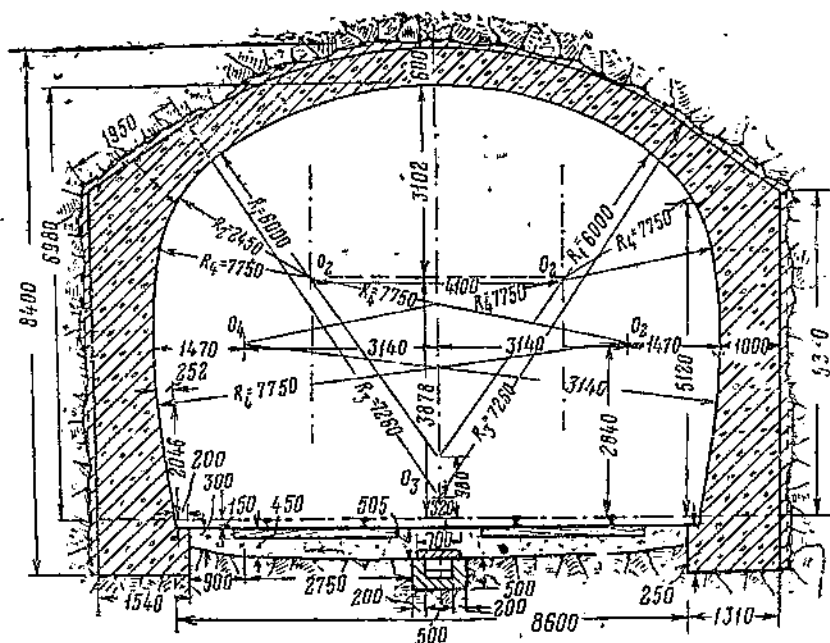


Фиг. 42



Фиг. 43

При проходке тоннелей обычными горными способами такое членение на различные типы обделок особых осложнений в производстве работ не вызывает.



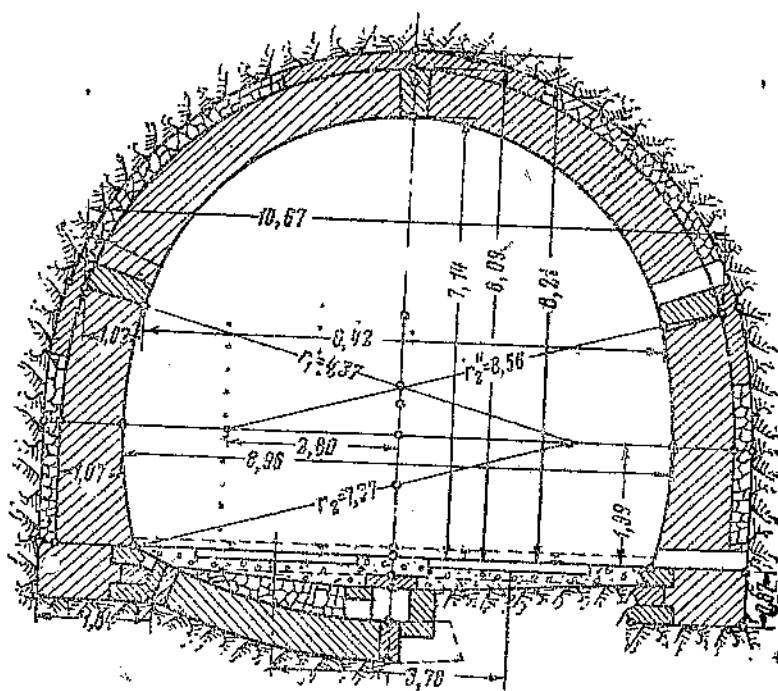
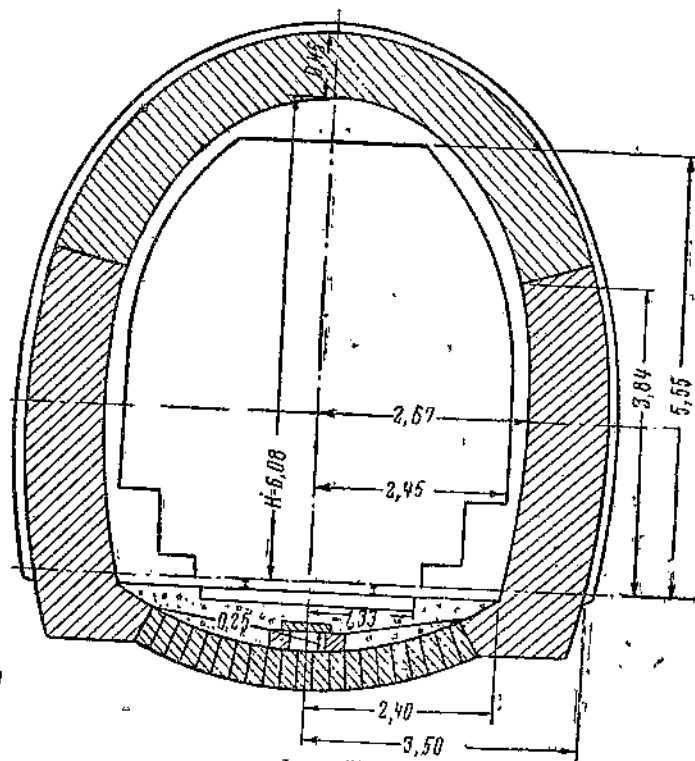
Фиг. 44

Для ориентировки при выборе типа и установлении главнейших размеров обделок ниже приводится табл. 6 основных показателей типовых обделок (под электропутью).

Таблица 6

Основные показатели некоторых типовых тоннельных обделок (под электропуть)

№ типа	Тип обделки	Главные размеры выработки в м				Главные размеры обделки в м				Объем кладки обделки в м					Объем выработки пород в м³		
		внутренняя ширина обделки на уровне пята	максимальная ширина на выработку	внутренняя высота ключа над обрезом фундамента	максимальная вы- сота выработки	толщина свода		толщина стен		свода	стен	фундамента	подопорной каменья	забутки		всего	
						в кювете	в пятах	на высоте центра внутр. кривой	толщина стен					свода			стен
IV	Двухпутные тоннели Для прочных пород с верти- кальным давлением	9,22	11,12	7,14	8,30	0,50	0,97	0,85	1,16	6,93	11,00	2,04	0,38	1,05	1,38	22,78	84,89
V	Для пород средней крепости с вертикальным давлением	9,22	11,42	7,14	8,40	0,60	0,99	1,00	1,31	7,40	12,94	2,26	0,38	1,05	1,43	25,46	87,55
VI	Для пород с большим боковым давлением	9,22	12,22	7,14	8,70	0,75	1,27	1,40	1,71	9,08	18,12	3,44	0,38	1,10	1,49	33,61	95,72
XI	Однопутные тоннели Для пород с большим боковым давлением	4,50	6,20	7,49	8,64	0,55	0,55	0,55	0,75	4,71	5,75	3,80	0,13	0,96	0,92	17,35	47,85
												1,08					

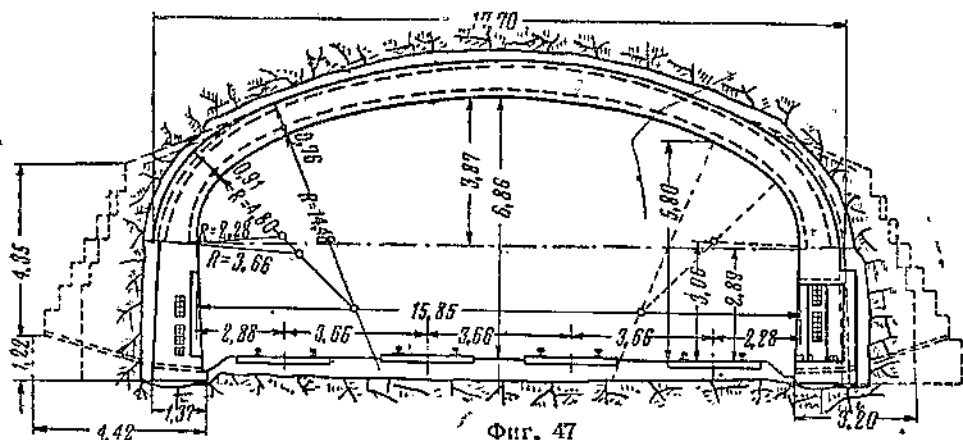


В практике железнодорожного тоннелестроения применяются также обделки больших поперечных сечений. Примером может являться четырёхпутный железнодорожный тоннель на линии Марбли — Хилл (США) (фиг. 47).

При несимметричной нагрузке конструкции тоннельной обделки придают соответственно несимметричное очертание, обеспечивающее прочность и устойчивость её при расположении тоннеля на косогорном участке (фиг. 48).

Аналогичного типа обделка применена на некоторых участках Кругобайкальской дороги.

Наиболее распространённым материалом горных железнодорожных тоннелей является камень в виде бутовой кладки на песчано-цементном растворе. Этот вид кладки имеет по сравнению с бетоном одно преимущество — способность воспринимать давление горных пород сразу же после замыкания свода; это обстоятельство существенно в породах, требующих немедленной поддержки постоянным креплением.



Фиг. 47

Бутовая кладка должна выполняться из камня прочностью не ниже прочности раствора, причём все пустоты как в кладке, так и за нею должны быть заполнены раствором под давлением. Последнее производится через трубки, специально закладываемые в кладке.

При весьма больших сжимающих напряжениях в кладке в случае значительного давления горных пород применяют кладку из тёсаного камня.

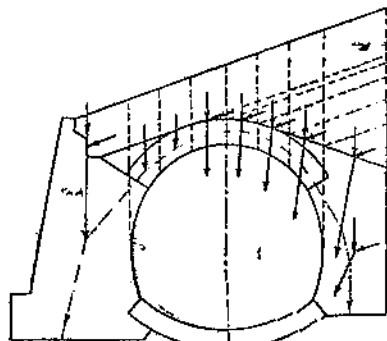
Последний применяется также в качестве прокладных рядов в наиболее ответственных местах взаимного сопряжения элементов обделки (например, между пятами свода и верхом стены, а также в месте примыкания к основанию стены обратного свода). Бутовая кладка дешевле бетонной, но она не удовлетворяет условию водонепроницаемости.

Применяют комбинированную обделку в виде каменной кладки сводов и бетонной в стенах и обратных сводах. При работе камня только лишь на чистое сжатие обделке из этого материала придают обычно плавное сводчатое очертание.

Бетонная обделка имеет много важных преимуществ перед каменной и, главным образом, в отношении полной механизации процесса кладки, водонепроницаемости и возможности более высокого качества выполнения работ.

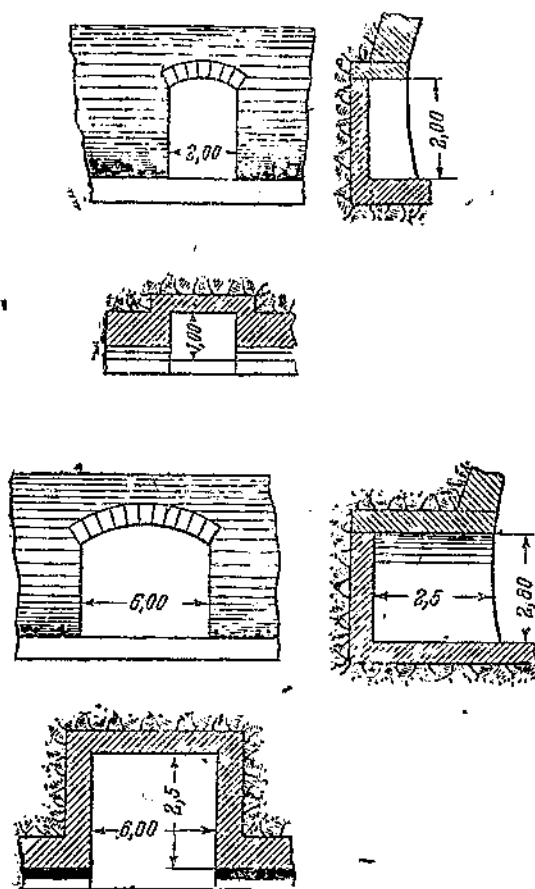
Железобетон редко применяется как материал для обделки горных тоннелей ввиду трудности производства работ по укладке арматуры в стеснённых условиях.

Применением жёсткой арматуры в виде изогнутых швеллеров или ферм из



Фиг. 48

уголков осуществляется временное крепление, оставляемое в бетоне. Применение сборных обделок из выполненных в заводских условиях бетонных или железобетонных блоков началось лишь в последнее время. Детали сборных конструкций описаны ниже.



Фиг. 49

ми камнями чистой тески или циклонской кладкой. Откосы выемок на подходах к порталам либо поддерживаются подпорными стенками, либо среза-

При сооружении горных железнодорожных тоннелей в боковых стенах обделки предусматривают так называемые ниши и камеры, имеющие назначение: первые — укрытие путевых обходчиков, застигнутых в тоннеле поездом, и вторые — укрытие дрезины или путевых вагончиков, а также размещение 7—8 человек в каждой.

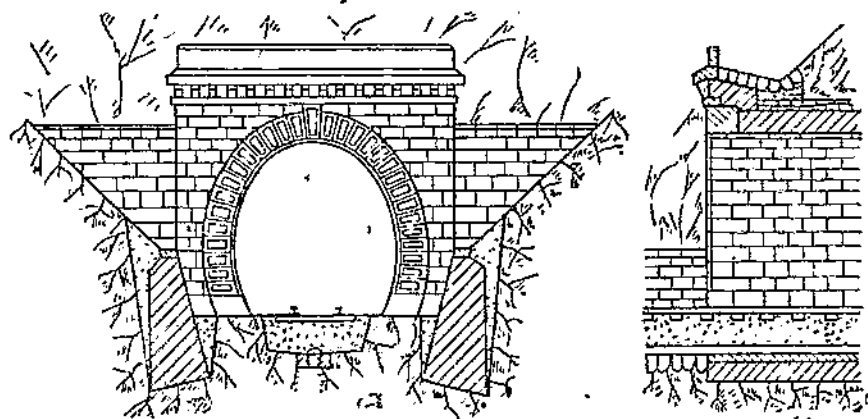
Ниши (фиг. 49) необходимо располагать в шахматном порядке на расстоянии 50 м одна от другой (считая по одной стороне тоннеля) размерами: высота 2 м, ширина 2 м и глубина 1 м.

Камеры также располагают в шахматном порядке через каждые 300 м (считая на одной стороне тоннеля) размерами: высота 2,8 м, ширина 4 м и глубина 2,5 м.

Входы тоннелей укрепляются специальными конструкциями — порталами (фиг. 49,а), имеющими целью:

а) укрепить входы подпорными стенками с соответствующей архитектурной обработкой;

б) в прочных породах только облицовывать вход. Облицовка наружных частей порталов производится штучными естественны-



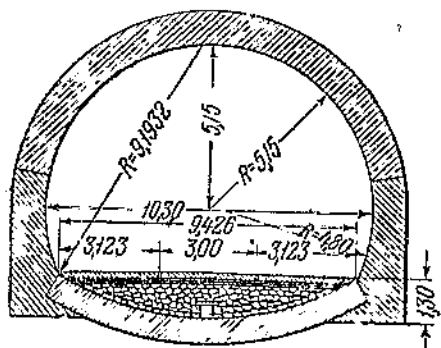
Фиг. 49а

ются полуподпорными откосами с соответствующим укреплением их мощением или дерновкой.

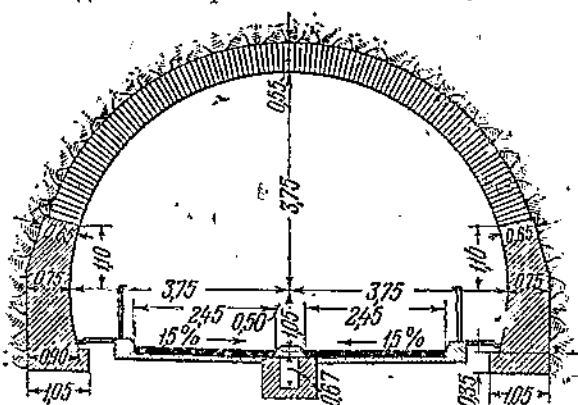
§ 22. ОБДЕЛКА АВТОДОРОЖНЫХ ГОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Автодорожные горные тоннели как средство быстрого преодоления высотных препятствий получили особо большое распространение за границей, главным образом, для магистральных грузонапряженных дорог. Ввиду большого разнообразия в габаритах обделки этих тоннелей приобрели соответственно многообразные формы поперечных сечений и конструктивных решений. Последние в отличие от железнодорожных тоннелей включают дополнительный элемент — проезжую часть, выполняемую как в основании тоннельного сечения, так и на повышенном уровне при двухъярусном движении.

Кроме того, на форму и размеры поперечного сечения существенно влияют в автодорожных тоннелях специфические для них требования вентиляции.



Фиг. 50

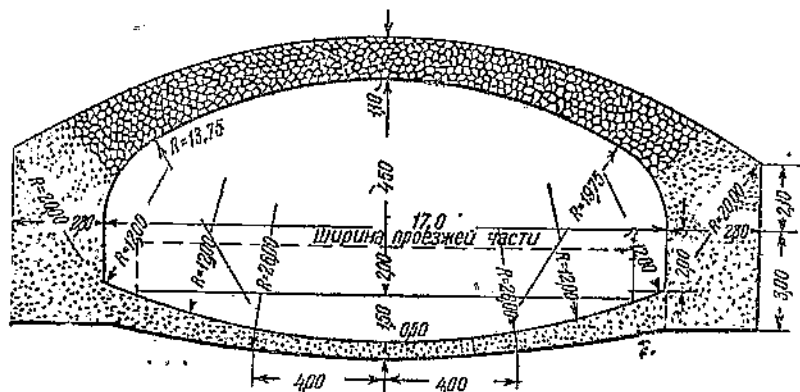


Фиг. 51

По аналогии с железнодорожными тоннелями обделка автодорожных тоннелей имеет во всех породах сводчатое очертание верхней части, а в мягких и неустойчивых — сводчатое по всему контуру.

В породах неустойчивых тоннелям придаётся круговое очертание.

Для сооружения обделок автодорожных тоннелей применяются в основном те же материалы, что и для железнодорожных. На последующих примерах будет рассмотрено несколько характерных поперечных сечений.



Фиг. 52

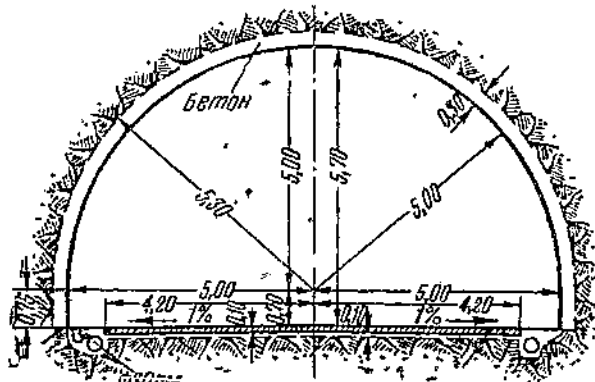
На фиг. 50 представлена конструкция каменной обделки автодорожного тоннеля с отверстием в свету 10,3 м для магистрального движения. Этот тоннель прорезает неустойчивые породы, оказывающие большое давление.

Характерной для смешанных конструкций является приведённая на фиг. 51, имеющая каменный свод и бетонные стены. Эта конструкция отверстием в свету 7,5 м сооружена в разрушенных скальных породах. Проезжая часть расположена на плоском лотке с устройством водоотводного лотка по оси тоннеля.

Другим характерным примером конструкции тоннеля с каменным сводом, построенного в разрушенных скальных породах, является приведённый на фиг. 52 отверстием в свету 17,0 м. Пологое очертание свода обусловило значительную толщину стен (2,8 м) для восприятия распора. Все основные размеры приведены на фиг. 52.

Подобная конструкция характерна для французских подземных сооружений. Бетонная обделка сводчатого очертания представлена на примере тоннеля отверстием в свету 10 м, сооружённого в скальных породах (фиг. 53). Здесь роль обделки сводится к выравниванию поверхности выломки, так как её конструктивные размеры (0,30 м) невелики.

Обделка подобного очертания применена на большом количестве построенных в США автодорожных тоннелей. В некоторых тоннелях обделки армированы согласно фиг. 54.



Фиг. 53

В твёрдых породах применяются также железобетонные обделки с полукруглыми очертанием свода и вертикальными стенами (фиг. 55).

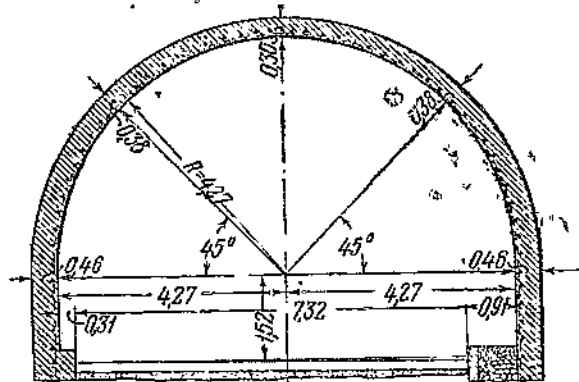
Представляют особый интерес железобетонные обделки с применением комбинированной арматуры: жёсткой—внешней и гибкой—внутренней (фиг. 56). Этот тоннель отверстием в свету 14,27 м и высотой 8,76 м имеет переменное сечение обделки в соответствии с различными геологическими условиями заложения тоннеля.

Наружная жёсткая арматура используется в процессе постройки в качестве временного крепления. Сводчатая часть опирается на бетонные стены толщиной 1,28 и 1,77 м.

Представителем тоннелей смешанного пользования является двухъярусный тоннель для железнодорожного и автомобильного движения (Калифорния), приведённый на фиг. 57.

Этот тоннель, залегающий в трещиноватых песчаниках и сланцах, рассчитан на пропуск двухпутной железной дороги и трёх полос автомобилей в нижнем ярусе и автострады на шесть полос автомобилей — в верхнем.

Ширина ездового полотна автострады 17,68 м и двух тротуаров по — 1,14 м. Конструкция тоннеля имеет сводчатое очертание при толщине свода в замке 0,91 м и в пяте — 1,83 м.

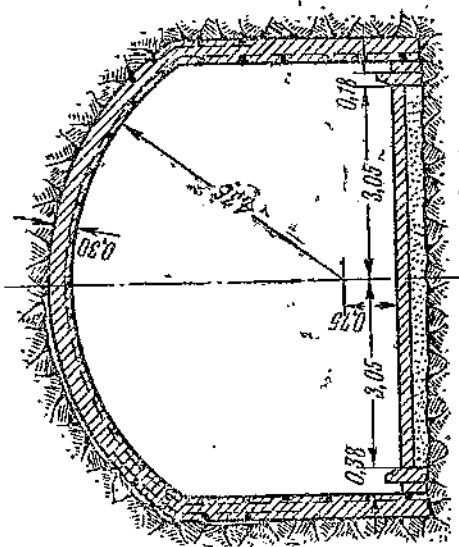


Фиг. 54

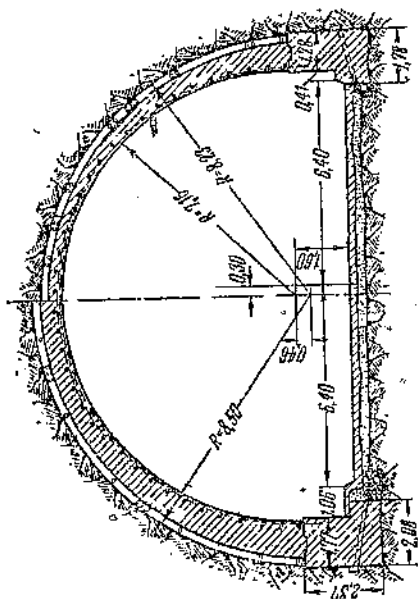
Стены тоннеля имеют переменное сечение от 1,22 м внизу до 1,83 м вверху стены. Вся конструкция имеет двойную арматуру, причём в пределах свода внешняя арматура представлена в виде жёстких кружальных арок двутаврового сечения, имеющих к тому же значение временных крепей при производстве работ.

Габаритные размеры проезжей части нижнего яруса представлены на фиг. 57. Проезжая часть верхнего яруса выполнена в виде жёсткой рамы.

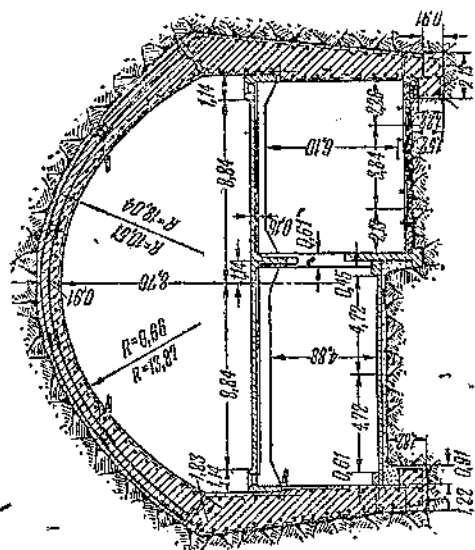
Отмеченные выше специфические требования по вентиляции, главным образом, при постройке длинных автодорожных тоннелей оказывают своё влияние как на форму, так и размеры тоннельной конструкции. Это объясняется тем, что для



Фиг. 55



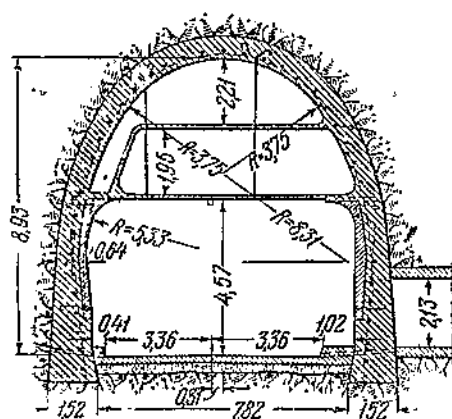
Фиг. 56



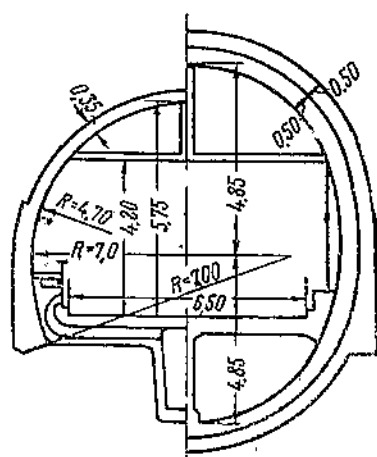
Фиг. 57

обычно применяемой поперечной системы вентиляции должны быть предусмотрены специальные каналы для подачи свежего воздуха и отвода отработавшего.

Примером такой конструкции является приведённая на фиг. 58, где для помещения вентиляционных каналов использована верхняя часть профиля,



Фиг. 58



Фиг. 59

завышенная с этой целью до 8,93 м при ширине в свету 7,82 м, и на фиг. 59, где для той же цели использованы верхняя и нижняя части.

§ 23. ОБДЕЛКИ ТОННЕЛЕЙ, СООРУЖАЕМЫХ ПРИ ПОМОЩИ ЩИТОВ

1. Общее описание

Обделка тоннелей, проходимых щитом, должна быть достаточно прочной, чтобы выдерживать все нагрузки (временные и постоянные), каким она может быть подвержена. К числу таких нагрузок относятся: 1) собственный вес обделки, 2) давление породы и 3) давление щитовых домкратов. Кроме того, обделка должна быть водонепроницаемой и долговечной.

Так как работы по щитовой проходке тоннеля производятся в стеснённых условиях, то обделка должна быть доставлена в тоннель к месту укладки в возможно законченном виде.

Собственно сборка должна быть безопасной, возможно простой и быстро осуществляемой операцией.

Обычно применяемым материалом обделки является чугун, реже — сталь, бетон, железобетон и дерево. Применяют также комбинированные обделки из указанных материалов.

В практике сооружения тоннелей существуют следующие виды обделок: 1) постоянные обделки, укладываемые в законченном виде в процессе первоначального сооружения, и 2) первичные обделки, укладываемые во время основной проходки тоннеля и дополняемые впоследствии вторичной — внутренней.

Назначение первичной обделки сводится к тому, чтобы оказать немедленную поддержку породе и обеспечить в дальнейшем возможность ведения под защитой обделки гидроизоляционных работ. При этом изоляция будет внешней по отношению к несущей конструкции обделки.

Первичная обделка должна удовлетворять условиям прочности, лёгкости возведения и достаточной водонепроницаемости, но не должна нуждаться в постоянном уходе. Этим требованиям отвечают металлическая и отчасти деревянная обделки.

Вторичная обделка — железобетонная или металлическая — сооружаются под защитой первичной.

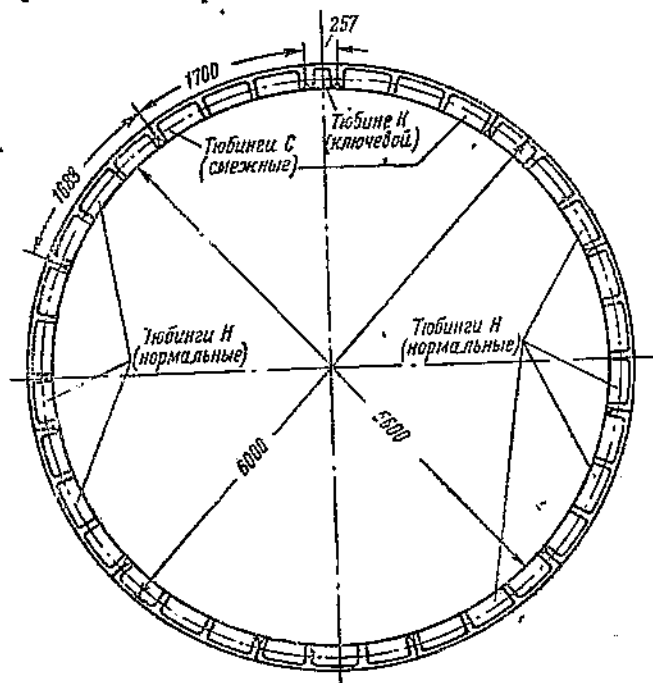
В зависимости от того, какое значение придаётся первичной обделке в общей конструкции, вторичная обделка может являться основной несущей или только поддерживающей гидронизоляционный слой и давление грунтовой воды или, наконец, только вспомогательной для создания гладкой внутренней поверхности обделки (последнее обычно имеет место в канализационных тоннелях).

Наибольший практический интерес представляет чугунная обделка, широко применяемая, например, при сооружении тоннелей московского метрополитена.

Рассмотрим этот тип обделки на примере обделки перегонного тоннеля из так называемых тюбингов.

2. Нормальные кольца для перегонных тоннелей (для участков пути на прямых)

Чугунная обделка для перегонных тоннелей представляет цилиндрическую трубу, состоящую из ряда последовательно сболченных колец одинакового размера и типа. Каждое кольцо состоит из 12 тюбингов (сегментов), сболчиваемых один с другим; из них (фиг. 60) 9 тюбингов — нормальных, стандартной формы, имеющих радиально-направленные продольные борта; 2 тюбинга — смежных, расположенных по обе стороны ключевого тюбинга, и 1 ключевой тюбинг, находящийся в верхней точке кольца и служащий для замыкания последнего. Наружный диаметр кольца обделки 6 м. Ширина и длина тюбингов по наружной окружности кольца приведены на фиг. 60.



Фиг. 60

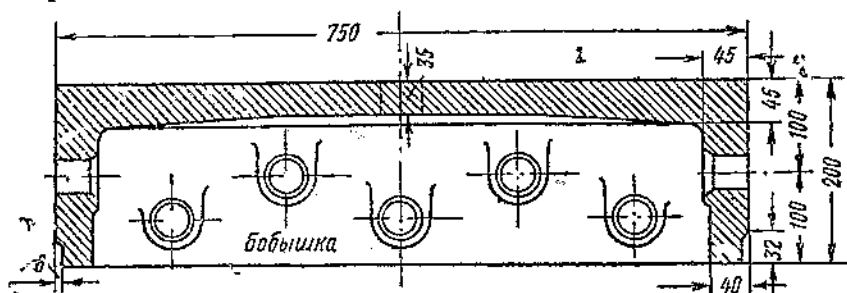
Каждый тюбинг обделки (фиг. 61) состоит из плиты — оболочки с цилиндрической поверхностью, отлитой соответственно окружности кольца. Толщина оболочки по середине 35 мм. Оболочка несколько утолщается по направлению от середины к краям тюбинга и имеет у краёв толщину 45 мм.

Оболочка снабжена со всех четырёх сторон бортами, которые обращены во внутрь тоннеля и служат для взаимного соединения отдельных тюбингов кольца, а также колец — в тубы. Эти борта придают оболочке значительную жёсткость.

Борта, соединяющие отдельные тюбинги в кольцо, параллельны продольной оси тоннеля и называются **продольными** (или **радиальными**).

Борта, соединяющие кольца обделки, перпендикулярны оси тоннеля и называются поперечными (или круговыми).

Те и другие борта имеют одну и ту же форму и размеры поперечного сечения, приведённые на фиг. 61. Сужение поперечного сечения борта делается в целях облегчения отливки тюбингов. Так как при этом плоскости бортов получаются непараллельными, то все борта с внутренней стороны снабжаются приливами или бобышками, окаймляющими болтовые отверстия. Эти бобышки имеют плоскости, параллельные наружной грани бортов. Таким образом, обеспечивается правильное прилегание головок и гаек болтов к внутренним поверхностям бортов.

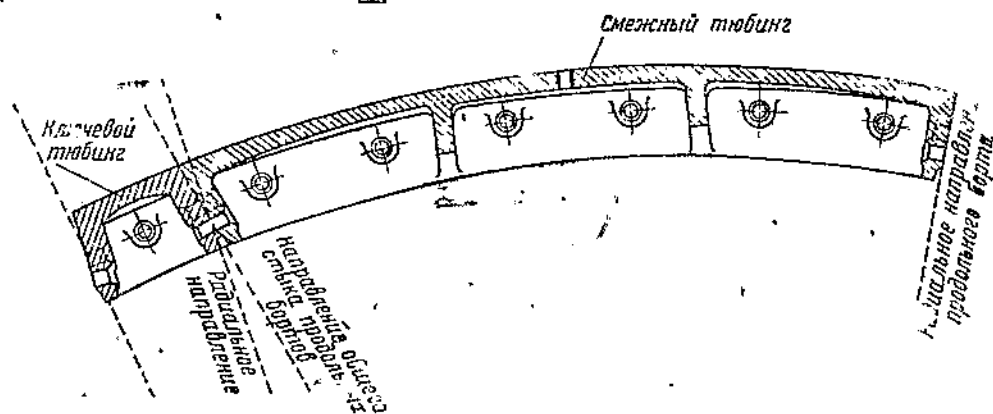


Фиг. 61

Так как обделка при сборке подвергается значительному давлению щитовых домкратов, распределённому по плоскости круговых бортов, то все тюбинги, за исключением ключевого, снабжаются изнутри рёбрами жёсткости (по два ребра в каждом тюбинге).

Каждый тюбинг, за исключением ключевого, имеет в оболочке отверстие с резьбой, служащее для нагнетания раствора за тоннельную обделку. Отверстие закрывается заглушкой, также снабжённой резьбой.

Установка отдельных тюбингов производится эректором в радиальном направлении.



Фиг. 62

Для облегчения установки ключевого тюбинга его борта делаются не радиальными, а сходящимися по направлению к наружной стенке обделки. Соответственно отливаются и продольные борта смежных тюбингов, непосредственно соприкасающиеся с бортами ключевого тюбинга (фиг. 62).

Таким образом, каждый смежный тюбинг имеет один продольный борт, направленный радиально, а второй борт, прилегающий к ключевому тюбингу, направленный нерадиально.

Соприкасающиеся поверхности продольных и поперечных бортов для достижения наилучшего примыкания и водонепроницаемости обработаны (про-

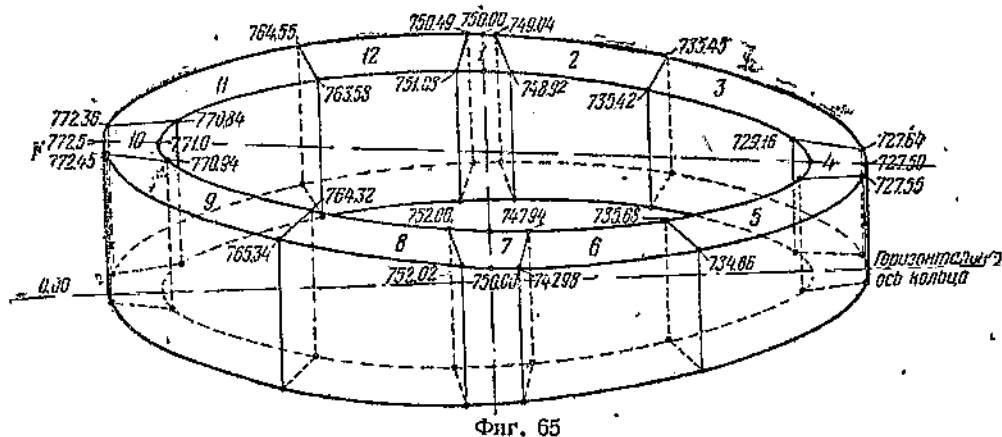
Болтовые отверстия уплотняются специальными кольцевыми прокладками. Эти уплотнительные кольца помещаются под шайбами гаек и головок болтов в выточенные конические углубления болтовых отверстий (фиг. 64).

Водонепроницаемость стыков достигается тщательной обработкой сопригающихся плоскостей бортов, а также зачеканкой желобков с внутренней стороны обделки.

Отверстия для нагнетания (инъекции) раствора за обделку изолируются путём обмотки резьбы заглушки паклей на сурике или укладкой уплотнительных прокладок под заплечики заглушки.

3. Клинообразные тубинги

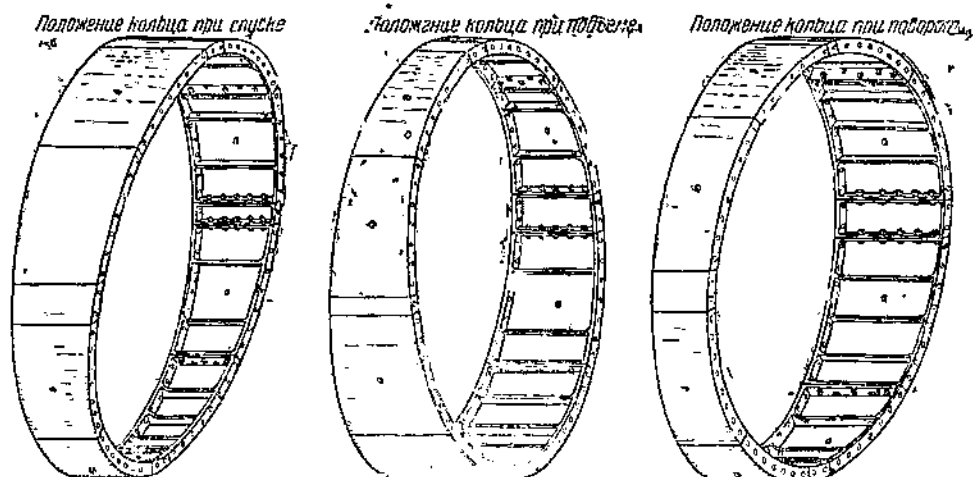
При укладке тубингов на участках пути, расположенных на кривой в плане и на сопрягающих кривых в профиле, применяют специальные клинообразные тубинги. Последние отличаются от нормальных перегонных колец тем, что плос-



Фиг. 65

кости поперечных бортов у них не параллельны, а расположены под некоторым небольшим углом (около 25').

Для строительства тоннелей московского метрополитена был разработан один универсальный тип клинообразного кольца, который благодаря особой кон-



Фиг. 66

струкции отдельных сегментов годен для всех случаев поворотов, а именно отклонений в плане и в профиле, а также для корректирования случайных отклонений щита (фиг. 65 и 66).

Клинообразные кольца в зависимости от радиусов кривых на трассе ставятся попеременно с нормальными кольцами и путём различных комбинаций с последними получают необходимые в каждом случае отклонения. Порядок установки кольца указывается монтажными чертежами или маркировкой.

В клинообразном кольце каждый тубинг имеет разные размеры. Поэтому такие тубинги не взаимозаменяемы и укладка их должна производиться с особой тщательностью.

Как возможное решение может быть упомянуто применение вместо клинообразных тубингов металлических прокладок переменной толщины, укладываемых в поперечных (кольцевых) швах нормальных тубингов.

4. Маркировка

Нормальные кольца. Во избежание ошибок при всякого рода операциях с тубингами, хранении их на складах и шахтах, при перевозках, а также при сборке обделки в тоннеле тубинги снабжаются явно отличительными знаками.

На внутренней поверхности тубингов завод отливает специальные литеры *Н*, *С* и *К*, обозначающие (фиг. 60): *Н* — нормальный тубинг, *С* — смежный и *К* — ключевой.

Кроме этих литер каждый тубинг имеет на внутренней поверхности заводской знак.

Так как кольца обычной формы состоят только из трёх указанных типов и, кроме того, все нормальные тубинги кольца взаимозаменяемы, то маркировка тубингов обычной формы этим и ограничивается.

Клинообразные кольца. Каждый тубинг клинообразного кольца имеет следующие отличительные признаки: 1) номер кольца, обозначенный на каждом тубинге дачного кольца; 2) треугольник с указанием внутри его номера данного тубинга; 3) буквы: *А*, *Б*, *В*, *Г*, *Д*, *Е*, *Ж*, *И*, *К*, *Л*, *М* и *Н*, расположенные у радиальных (продольных) бортов, обозначающих последовательность расположения тубингов в кольце; 4) заводской знак.

На фиг. 65 изображено клинообразное кольцо с нанесёнными цифровыми отметками, характеризующими переменную ширину его.

5. Тубинги для тоннелей московского метрополитена

Перегонные. Тип тубинга, применённый для перегонных тоннелей линии метрополитена второй очереди, в основном мог быть сохранён и для тоннелей последующих очередей строительства как вполне надёжный и оправдавший себя в реальных условиях заложения тоннеля. Однако накопленный за время сооружений тоннелей второй очереди опыт и полученные данные о действительной работе конструкций тоннеля в различных условиях обусловили желание дать для последующих очередей ещё более рациональный тип тубинга, что и потребовало пересмотра вопроса о его конструкции.

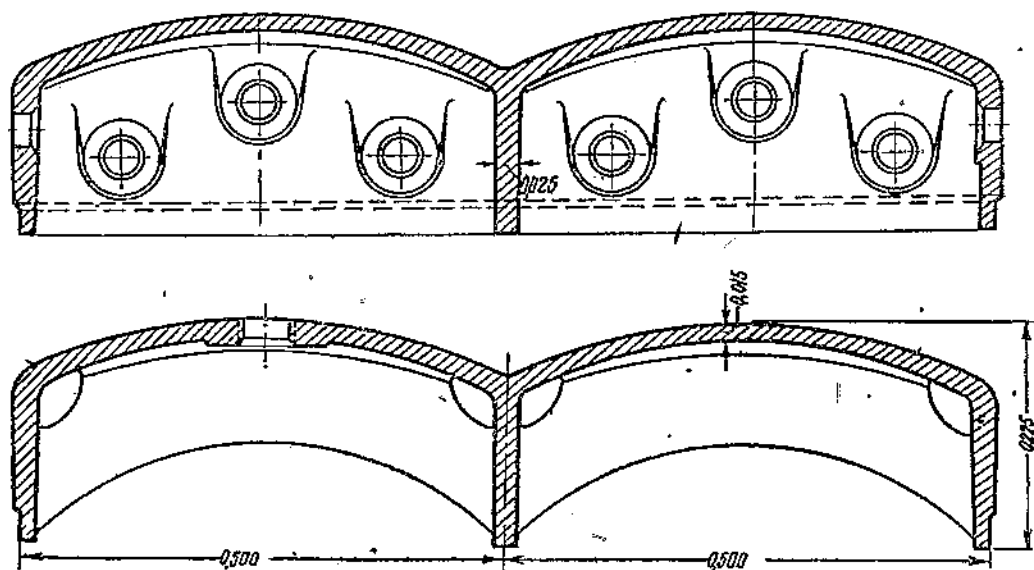
Конструкция перегонного тоннеля, имеющая вид правильного кругового кольца, собранного из отдельных тубингов, была рассчитана на полное горное давление и собственный вес. С экономической точки зрения тип тубинга, принятый на строительстве московского метрополитена второй очереди, имеет удовлетворительные показатели по сравнению с аналогичными тоннелями лондонского и нью-йоркского метрополитенов.

Как видно из табл. 7, перегонный тоннель второй очереди метрополитена требует для своего сооружения при большем внешнем диаметре столько же материала на 1 пог. м, как и тоннель нью-йоркского метрополитена диаметром 5,5 м; площадь обработанных бортов меньше. Несмотря на больший диаметр, длина швов и число болтовых отверстий значительно ниже, чем в тоннеле этого же диаметра лондонского метрополитена.

Характеристика тоннелей

Тоннель	Наружный диаметр в м	Ширина кольца в м	Число тюбингов		Диаметр болтов в мм	Число болтов		Площадь обработки на 1 пог. м тоннеля	Вес на 1 пог. м	Длина швов на 1 пог. м
			в одном кольце	на 1 пог. м		на 1 пог. м	на 1 пог. м, радиальн. шва			
Лондонский . . .	5,97	0,57	13	28	25,4	241	6,57	15,70	7,10	52,0
Московский . . .	6,00	0,750	12	16	30,0	169	6,70	12,30	9,47	35,7
Нью-Йоркский . .	5,56	0,762	10	13	35,0	138	6,57	12,60	10,00	31,4

Изменение конструкции тюбингов должно обеспечивать следующие требования: 1) уменьшение стоимости, 2) уменьшение затраты количества времени по сборке обделок, 3) уменьшение числа болтовых отверстий и длины швов на 1 пог. м тоннеля. Все эти условия по существу должны быть сведены к уменьшению расхода материала на 1 пог. м тоннеля, уменьшению площади обрабатываемых болтов, уширению кольца тюбингов и уменьшению объема работ по расчистке швов и уплотнению болтовых отверстий. Всё это — при условии сохранения должной прочности и долговечности тоннельного сооружения.



Фиг. 67

В результате соответственных технико-экономических подсчетов установлен новый тип сечения тюбинга, состоящего из оболочки и трёх вертикальных бортов. Этот тип тюбинга при меньшем весе обладает наибольшей прочностью и жёсткостью. При этом ширина нового тюбинга принята 1 м, с уменьшением количества отверстий по кольцу с 67 до 64. В новом типе тюбинга площадь оболочки и борта его примерно одинаковы. Наличие среднего вертикального ребра позволило уменьшить толщину оболочки до 25 мм (без уменьшения требуемой от неё прочности), что способствует равномерной работе болтов, расположенных в продольных швах кольца.

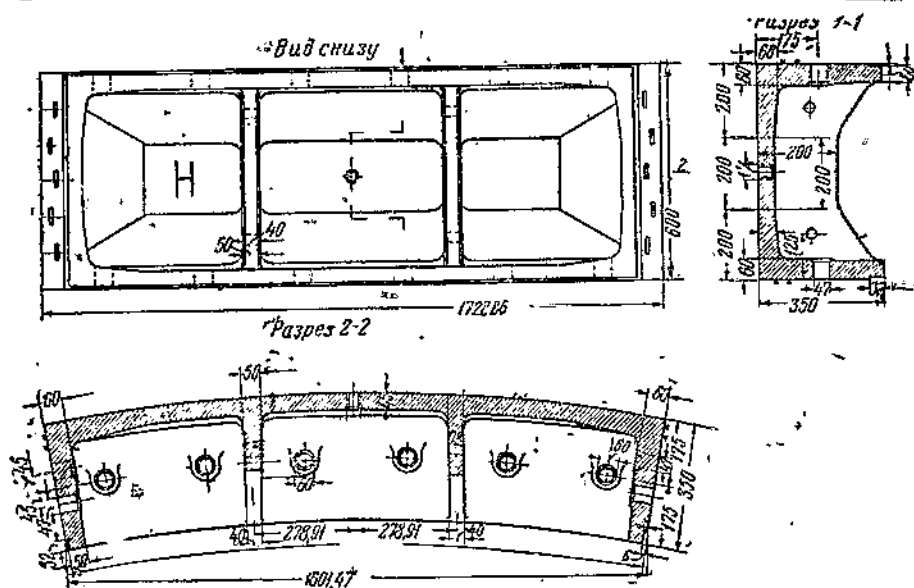
В перегонные тюбинги для тоннелей четвёртой очереди московского метрополитена внесены следующие изменения: количество тюбингов в кольце диаметром 6 м уменьшено до 11 (8 нормальных, 2 смежных и 1 ключевой), количество болтовых отверстий на кольцевых бортах в тюбингах типа Н и С доведено до 4.

Таким образом, общее число болтовых отверстий по кольцу вместо 67 (вторая и третья очередь) сведено до 41. Эти конструктивные изменения уменьшили общую длину швов на 1 пог. м тоннеля, сократили расход металла на болты и шайбы.

Кроме того, из соображений улучшения качества чугунного литья тюбингов внешний угол между бортом и спинкой закруглён.

В остальном тюбинги аналогичны тюбингам, применявшимся на второй и третьей очереди московского метрополитена.

Совершенно новой конструкцией тюбинга, дополнительно разработанной, являются тюбинги с волнисто-сводчатой спинкой, взамен общепринятой плоской (фиг. 67). Такие тюбинги подвергаются экспериментальным испытаниям. Они отливаются из высококачественного модифицированного чугуна. Последний получается путём обработки жидкого чугуна добавлением в него небольших количеств (0,2—0,5% от веса чугуна) графитизирующих добавок. Высококачественный модифицированный чугун по своим конструкционным свойствам удачно совмещает ряд ценных свойств серого чугуна и стали.



Фиг. 68

Повышенные почти в два раза показатели по сопротивлению разрыву и изгибу в сочетании с волнисто-сводчатым очертанием спинки позволили значительно сократить сечения элементов, сохранив одновременно необходимую прочность тюбинга. Кольцо перегонного тюбинга диаметром 6 м и шириной 1 м описанной выше конструкции весит 5 т, что даёт около 30% экономии чугуна.

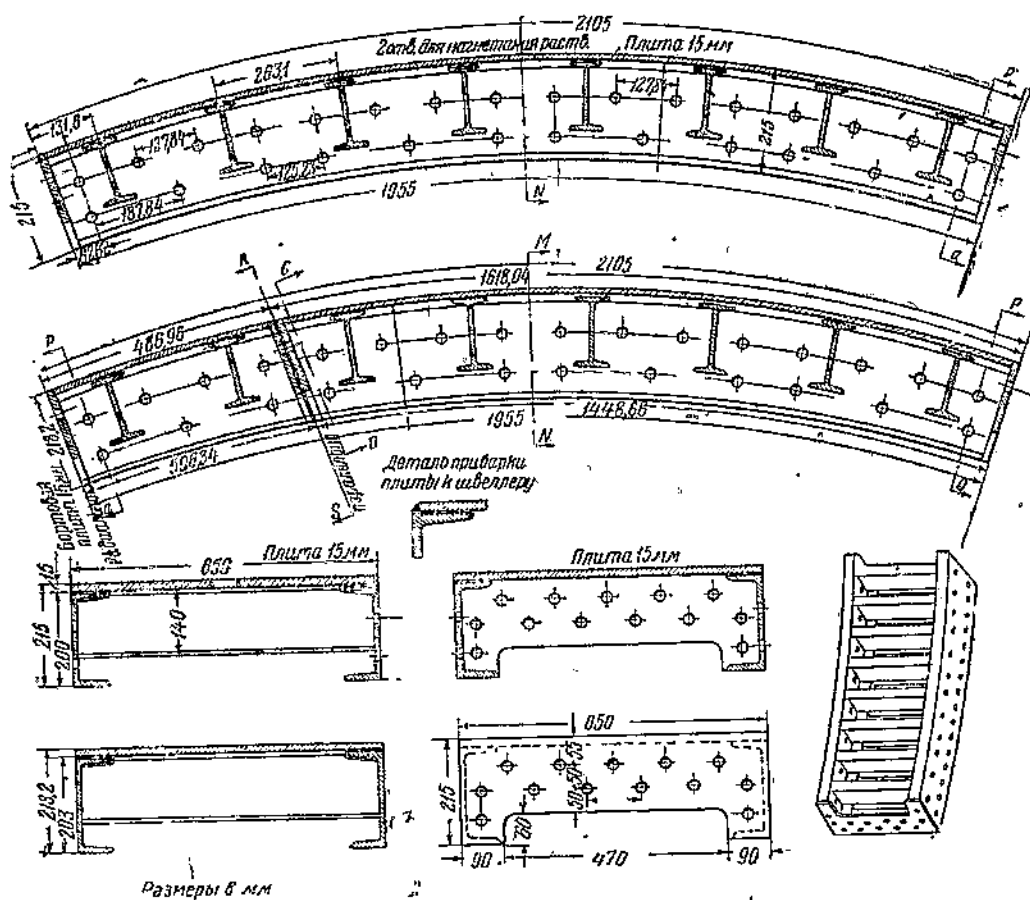
Станционные. Тюбинги станционного тоннеля (фиг. 68) принципиального отличия от перегонного тоннеля не имеют. Кольцо обделки с наружным диаметром 9,5 м состоит из 18 тюбингов, из которых 15 нормальных, 2 смежных и 1 ключевой. Ширина тюбинга 60 см; вес нормального и смежного тюбингов 985 кг, ключевого — 275 кг; вес одного кольца 17,02 т, что составляет на 1 пог. м тоннеля вес 28,36 т.

Тюбинги для станционных тоннелей четвёртой очереди имеют ширину 75 см.

6. Обделка из стали

Обделка из стальных (литых) тюбингов также имеет применение в тоннельном деле. Так как чугун является материалом, хорошо работающим лишь на сжатие, а сталь — на сжатие и растяжение, то тюбинги из литой стали могут быть сде-

ланы значительно меньшего поперечного сечения при равной прочности. Вес обделки может быть уменьшен таким образом в 2—2,5 раза. Стыки стальной обделки могут быть после сборки обделки сварены (при этом требуется полное обе-



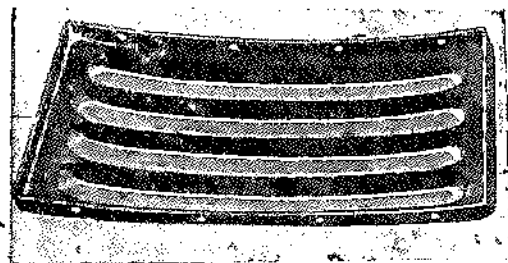
ΦΗΓ. 69

спечение от притока воды, что увеличивает прочность и водонепроницаемость обделки. Основной недостаток стальной обделки — плохое сопротивление стали ржавлению. Этот недостаток может быть устранён применением специальных

стойких против действия ржавления покрытий стали (например оцинкование) или применением нержавеющей стали. Последнее неэкономично.

Стальной тубинг может быть по форме подобным чугунному.

Может быть применена обделка из стальных тюбингов, выполненных из сортовой прокатной стали. Такой тип обделки применялся в нескольких тоннелях в США и Германии.



Фиг. 70

На фиг. 69 приведён проект стальной обделки для однопутного тоннеля.

В качестве первичной обделки может быть применена стальная обделка из штампованных тубингов. Такой тип обделки применяется в США для укрепления горизонтальных и вертикальных проходок. На фиг. 70 приведён стальной тубинг, изготовленный штампованием.

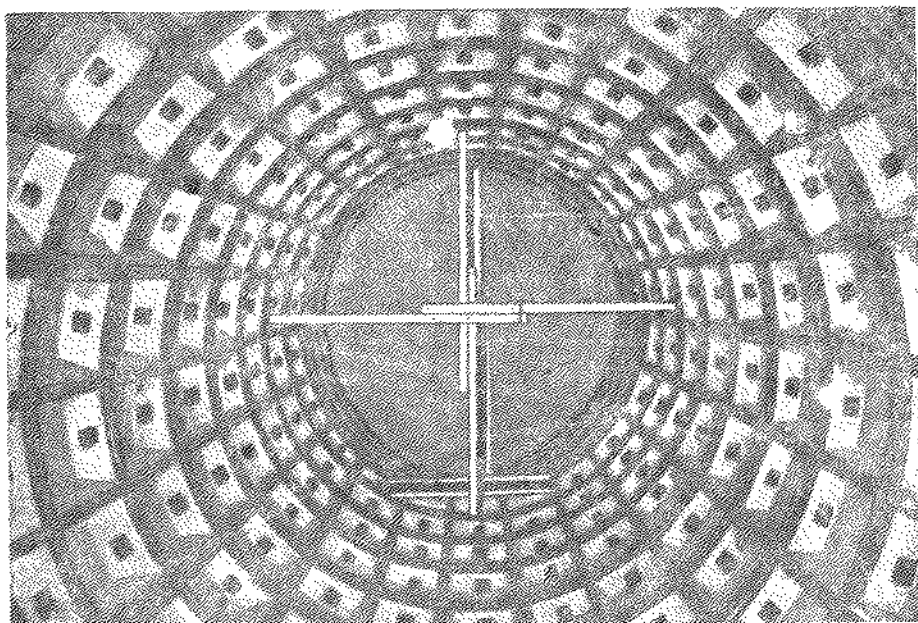
7. Обделка из железобетонных тюбингов

В качестве новых видов обделок следует отметить обделку из железобетонных тюбингов. Последняя представляет собой конструкцию, подобную чугунной как по форме, так и по принципу сборки. За последнее время появилась тенденция к замене железобетонными тюбингами чугунных.

Примером применения их является участок лондонского метрополитена в сухих глинах, где в 1937 г. сооружалась подобная обделка внешним диаметром 3,98 м. Кольцо обделки шириной 0,5 м состояло из шести нормальных сегментов и одного замкового при следующих основных размерах тюбингов:

Высота борта	12,4 см
Толщина борта	8 »
» оболочки	5 »
Длина тюбинга	183 »
Вес »	230 кг

Арматура выполнялась из круглого железа диаметром 9,5 и 6,5 мм. Технология изготовления таких тюбингов заключалась в следующем (расход цемента 450 кг на 1 м³ бетона). По заполнении вибрированным бетоном стальных форм



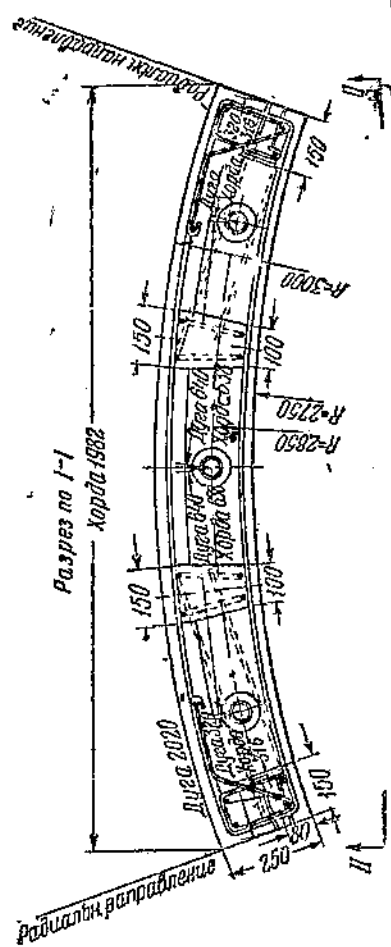
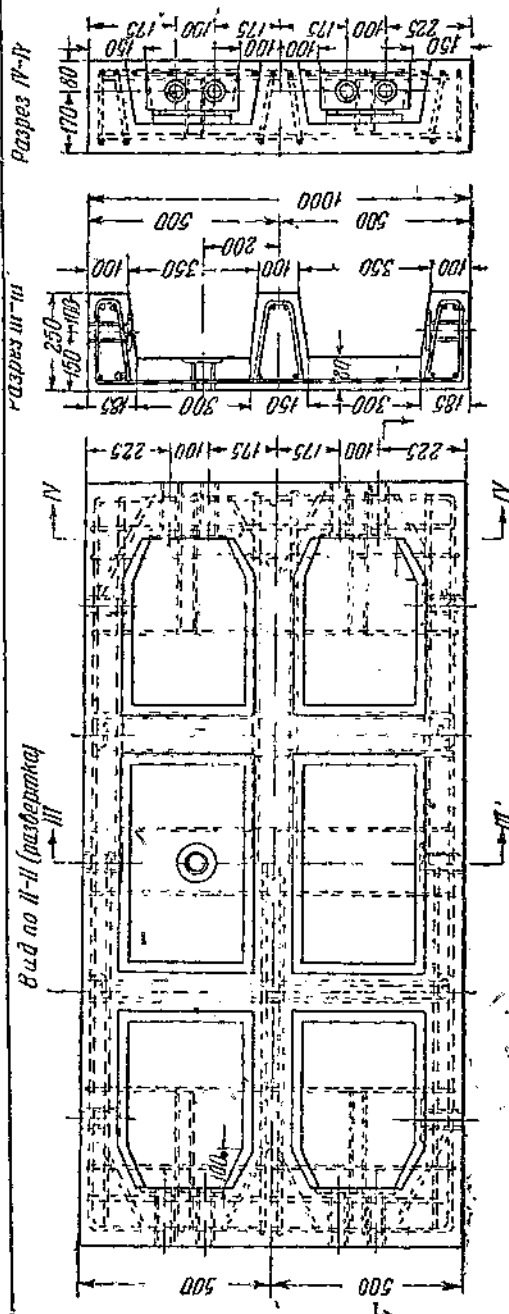
Фиг. 71

последние выдерживались в течение 12 час. Через 24 часа после бетонирования тюбинги погружались в воду сроком на 3 суток, после чего выдерживались на воздухе в течение 28 суток и затем уже направлялись к месту укладки.

Взаимное соединение тюбингов осуществлялось болтами диаметром $\frac{7}{8}$ с уплотнением болтовых отверстий при помощи битумных шайб. Поперечные борта уплотнялись креозотированными деревянными прокладками толщиной 10 мм, продольные — джутовыми прокладками толщиной 5 мм. Кроме этого, швы расширялись цементной замазкой, через отверстия в оболочке тюбингов производилась инъекция.

Общий вид кольца из железобетонных тюбингов представлен на фиг. 71.

Для строительства московского метрополитена выполнены железобетонные тюбинги по типу, приведённому на фиг. 72 и 73. Обделка с шириной кольца 1,0 м



состоит из семи нормальных тюбингов, двух смежных и одного ключевого при следующих основных размерах элементов:

Высота борта	25 см
Толщина борта у оболочки	12,5 »
То же у внутреннего края	10,0 »
« » оболочки	8,0 »
Длина тюбинга	202 »
Вес »	950 кг
Общий вес 1 поз. и обделки	990 »

Рабочая арматура выполнена из круглого железа диаметром 20—25 мм. Железобетонные тюбинги, испытанные на стенде, показали равнопрочность их чугуном. Слабым местом сборной железобетонной обделки является соединение между отдельными тюбингами, их гидроизоляция, а также до известной степени и собственно железобетон, так как усадочные и прочие мелкие трещины не могут быть допущены по условиям водонепроницаемости при большом гидростатическом давлении.

По всем этим вопросам ведётся научно-исследовательская работа.

8. Обделка из бетонных блоков

Обделка тоннелей из блоков представляет цилиндрическую трубу, стенки которой состоят из двух оболочек, плотно облегающих одна другую (фиг. 3). Внутренняя оболочка делается железобетонной и устраивается после сооружения наружной оболочки под защитой последней.

Наружная оболочка собирается эректором щита из отдельных частей — блоков, которые укладываются в кольца последовательно одно за другим.

Между наружной и внутренней частями обделки укладывается слой изоляции, препятствующей проникновению воды в тоннель.

Внутренняя часть обделки воспринимает после сооружения тоннеля гидростатическое давление и часть горного в случае упругих деформаций наружной обделки.

Наружная обделка принимает на себя всё горное и гидростатическое давление в период щитовых работ до сооружения внутренней железобетонной оболочки.

Отдельные блоки в кольце удерживаются благодаря радиальному расположению швов и нормальной силой, действующей по кольцу. Швы между отдельными блоками в кольце и швы между кольцами заполняются цементным тестом, что создаёт монолитную цементированную цилиндрическую обделку.

Рассмотрим конструкцию бетонных блоков на примере обделки перегонного тоннеля московского метрополитена.

Кольцо наружной обделки на прямом участке тоннеля состоит из 12 одинаковых блоков; каждый блок представляет $\frac{1}{12}$ часть кольца, наружная цилиндрическая грань которого очерчена по кривой $r_1 = 3,25$ м, а внутренняя по кривой $r_2 = 2,75$ м.

Длина наружной грани по дуге круга ($r_1 = 3,25$ м) — 1,691 м; длина внутренней грани по дуге круга ($r_2 = 2,75$ м) — 1,431 м.

Торцевые плоские грани блока имеют радиальное направление и образуют при соединении двух смежных блоков в одном кольце продольные радиальные швы. Толщина блока по радиальному направлению 500 мм; ширина блока, считая вдоль оси тоннеля, 750 мм. Таким образом, и ширина каждого кольца равна также 750 мм.

Для соединения бетонных колец между собой на кольцевых поперечных гранях блоков, перпендикулярных оси тоннеля, по которым кольца соприкасаются, устроены выступы и углубления (реcessы) овальной формы.

На каждом блоке на одной стороне имеются два выступа, а на противоположной — два углубления, как указано на фиг. 74. Углубление делается 30 мм, а высота выступов 40 мм.

Таким образом, при плотном заведении выступов в соответственные углубления между гранями блоков получается зазор в 10 мм, образующий круговой поперечный шов.

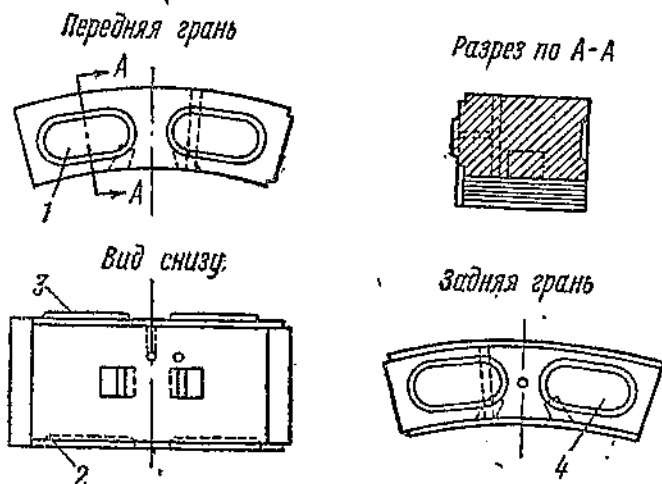
Такой же величины в 10 мм делается и шов между торцевыми радиальными гранями блока.

Сохранение правильного размера продольных радиальных швов достигается установкой металлических прокладок (см. ниже).

Круговые (поперечные) и радиальные (продольные) швы после установки блоков и расшивки швов заполняются цементным раствором при помощи приборов-растворонагнетателей, для чего в каждом блоке имеется специальное отверстие.

Кольцевые поперечные грани блоков, перпендикулярные оси тоннеля, в которые упираются щитовые домкраты при продвижке щита, армируются железными прутьями диаметром 12 мм.

Такие стержни укладываются по обеим кольцевым граням блока, чтобы воспринять давление домкратов, передаваемое от одного кольца к другому, и предотвратить выкрошивание бетона по краям блока.



Фиг. 74

На цилиндрической грани блока, обращенной внутрь тоннеля, имеются два углубления по форме захватов рычага эректора. Часть блока, расположенная между этими пазами, также армируется железом и служит упором для захвата рычага эректора при подъеме блока.

Кроме того, через блок в радиальном направлении проходит отверстие диаметром 46 мм для нагнетания гравия и раствора за обделку тоннеля.

По внутреннему краю одной торцевой стенки вдоль продольного шва, а также по нижней кромке поперечной кольцевой грани блока вдоль кругового шва делаются бороздки — фальцы размером 25 × 6 мм для удобства работ при расшивке швов, как указано ниже.

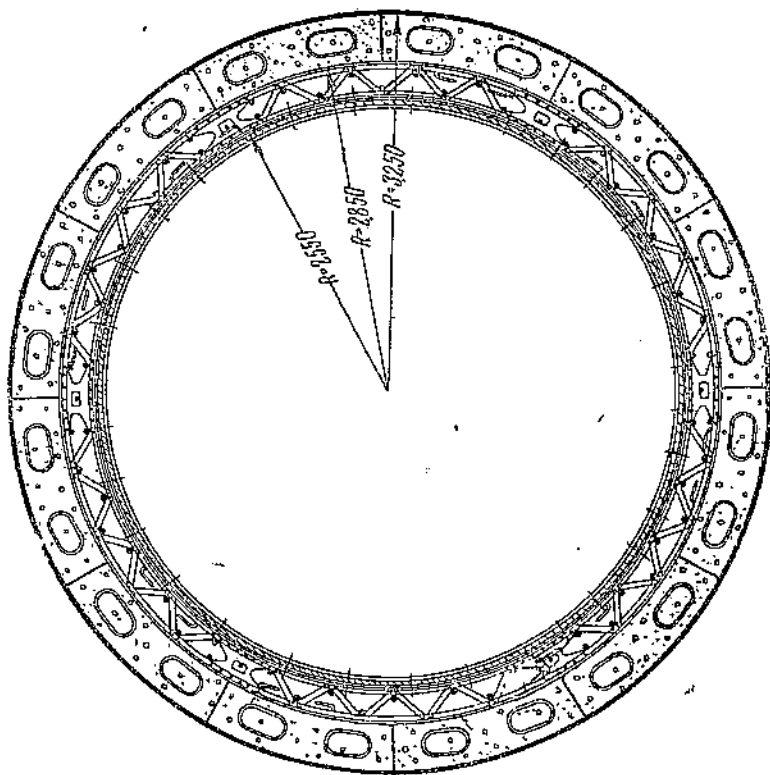
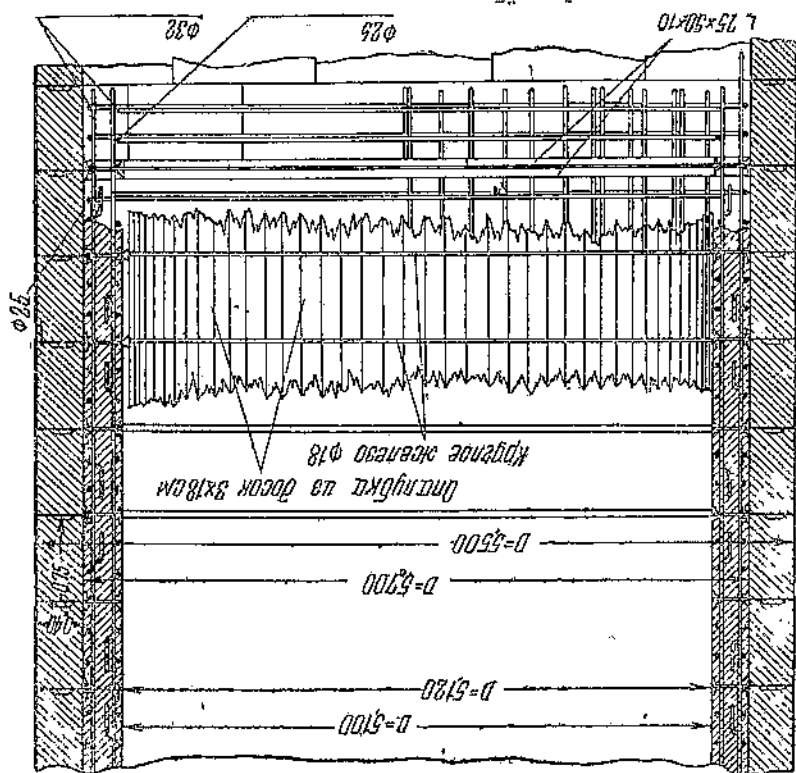
На тех же гранях по внешним кромкам укладывают войлочную прокладку размером 25 × 14 мм, прикрывающую шов снаружи от засорения и проникновения через него воды и породы в тоннель до расшивки швов.

Установка отдельных блоков производится эректором в радиальном направлении. Последний замковый блок, одинаковый с другим по форме, заводится на своё место с торца путём обратного движения коробки механизмов с эректором. Объём одного блока 0,6 м³, вес его 1,3 т.

Швы между блоками и отверстия для нагнетания гравия и растворов за обделку могут быть источником просачивания воды в тоннель. Во избежание этого швы должны быть плотно заполнены, а фальцы расшиты раствором по металлическим сеткам. Отверстия для нагнетания за обделку и в швы между блоками тоже плотно заполняются цементным раствором.

Для сооружения обделки на кривых участках тоннеля применяют те же блоки, что и на прямых, но для плавного поворота тоннеля в них изменяется глубина впадин, в которые упираются выступы прилегающего кольца.

Для правильного определения уменьшения впадин на каждом блоке необходимо произвести строгую маркировку блоков в зависимости от места их положения в кольце и наметить величину изменения каждой впадины.



Фиг. 75

Ввиду того что блоки двух смежных колец укладываются с перевязкой в $\frac{1}{2}$ блока, маркировка и изменение величины углублений в блоках делается для двух смежных колец.

Кроме того, на всех блоках ставят дату изготовления блока на бетонном заводе, чтобы знать возраст бетона при направлении блока в тоннель для укладки.

Обычно при щитовой проходке внутренняя железобетонная обделка выполняется под защитой первичной обделки. При этом внутренняя обделка может быть двух типов:

а) вспомогательная, поддерживающая оклеечную изоляцию и рассчитанная поэтому на гидростатический напор и собственный вес;

б) несущая, рассчитанная на сумму внешних сил давления породы и воды.

Железобетонная обделка первого типа применялась на строительстве тоннелей московского метрополитена, толщина её — 20 см при двойной арматуре. Конструкция её приведена на фиг. 3.

Железобетонная обделка второго типа толщиной 30—40 см может быть выполнена с жесткой арматурой в виде сварных ферм из арматурного железа. Конструкция её приведена на фиг. 75.

9. Обделка из прессованного бетона

Для придания бетонной обделке свойств водонепроницаемости было бы весьма целесообразно выполнять её как сплошное монолитное бетонное тело, без каких-либо швов.

Из заграничной практики постройки тоннельных сооружений известно применение для этой цели прессованного бетона с опиранием щитовых домкратов непосредственно о бетон (пример постройки тоннелей-коллекторов во Франции и Германии).

При щитовом методе сооружения тоннелей необходимо обеспечить надёжную точку опоры для щитовых домкратов, не нарушая при этом нормального процесса схватывания бетона, что можно осуществить надлежащим подбором состава бетона (на глинозёмистом цементе). Для восприятия давления щитовых домкратов могут быть также предусмотрены постепенно перемещаемые кружала или стержни, помещаемые в теле бетона и наращиваемые по мере проходки щита. Рассмотрим оба эти варианта.

Первый вариант. Кружала могут представлять металлические арки, располагаемые на расстоянии до 1 м одна от другой, снабжаемые металлическими же распорками между ними и покрытые сверху листовым железом в качестве подвижной формы для бетонирования. Эти кружала остаются в тоннеле на протяжении, достаточном, чтобы оказать требуемое сопротивление щиту при его продвижке.

По мере хода работ кружала переносят и ставят в месте сооружения последнего кольца обделки.

Этот вариант требует устройства специальных опорных частей для домкратов с эксцентричной работой последних.

Второй вариант (применение продольных стержней в теле бетонной обделки) имеет целью не загромождать тоннель подвижными кружалами, а создавать опору непосредственно по оси домкрата. Эти стержни могут быть выполнены в виде металлических труб, наполненных бетоном (бетон в обойме), длиной, равной ходу поршня домкрата, для возможности наращивания их по мере проходки устройством специальных соединительных муфт. В таком случае усилие домкрата, воспринимаемое стержнем, будет передаваться на последующие и погашаться в отвердевшей части бетонной обделки.

Процесс бетонирования по обоим вариантам может быть выполнен механизированно применением бетононасосов.

10. Деревянная обделка

Первичная деревянная обделка для тоннелей, сооружаемых щитом, обычно выполняется из колец, ширина которых зависит от сортамента применяемого леса.

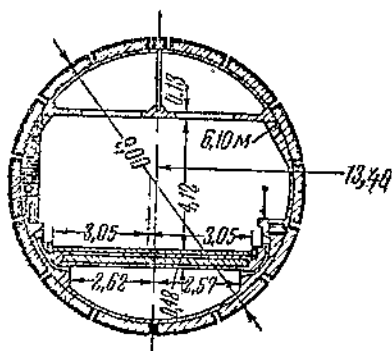
Каждое кольцо состоит из некоторого числа сегментов, выпиленных по очер-танию тоннеля и примыкающих один к другому торцами.

Отдельные сегменты кольца непосредственно между собой не соединяются, но скрепляются сегментами соседних колец. Соединения производятся посредством нагелей или штырей, пропускаемых через сегменты предшествующего кольца. Внутренняя поверхность такой обделки обычно покрывается водонепроницаемым материалом, поэтому она должна иметь гладкую цилиндрическую поверхность.

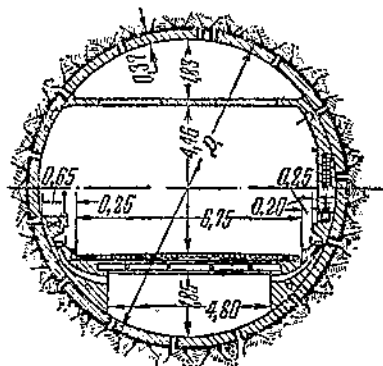
Как показал опыт применения такой обделки на целом ряде сооружённых тоннелей (США), первичная деревянная обделка является упругой и водонепроницаемой и достаточно прочной, хорошо воспринимающей давление щитовых домкратов.

§ 24. КОНСТРУКЦИИ ОБДЕЛОК ПОДВОДНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Приведённые в § 23 типы обделок тоннелей, сооружаемых при помощи щита, главным образом применяются для проходки подводных тоннелей всех размеров и назначений.



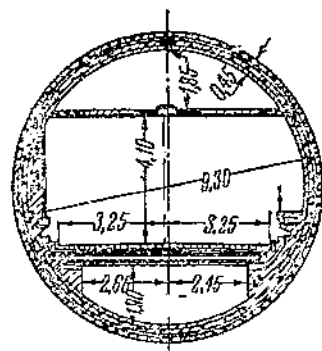
Фиг. 76



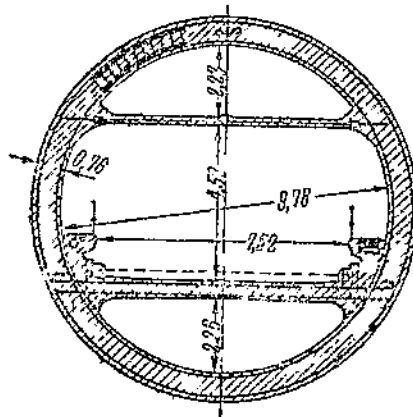
Фяг. 77

Весьма интересными являются конструкции обделок автодорожных тоннелей и тоннелей смешанного пользования. Некоторые из них рассмотрены ниже.

На фиг. 76 и 77 приведена металлическая обделка подводного тоннеля диаметром 9 и 9,4 м с внутренним бетонным заполнением. Последнее увеличивает



ФНГ. 78



ΦΗΓ, 79

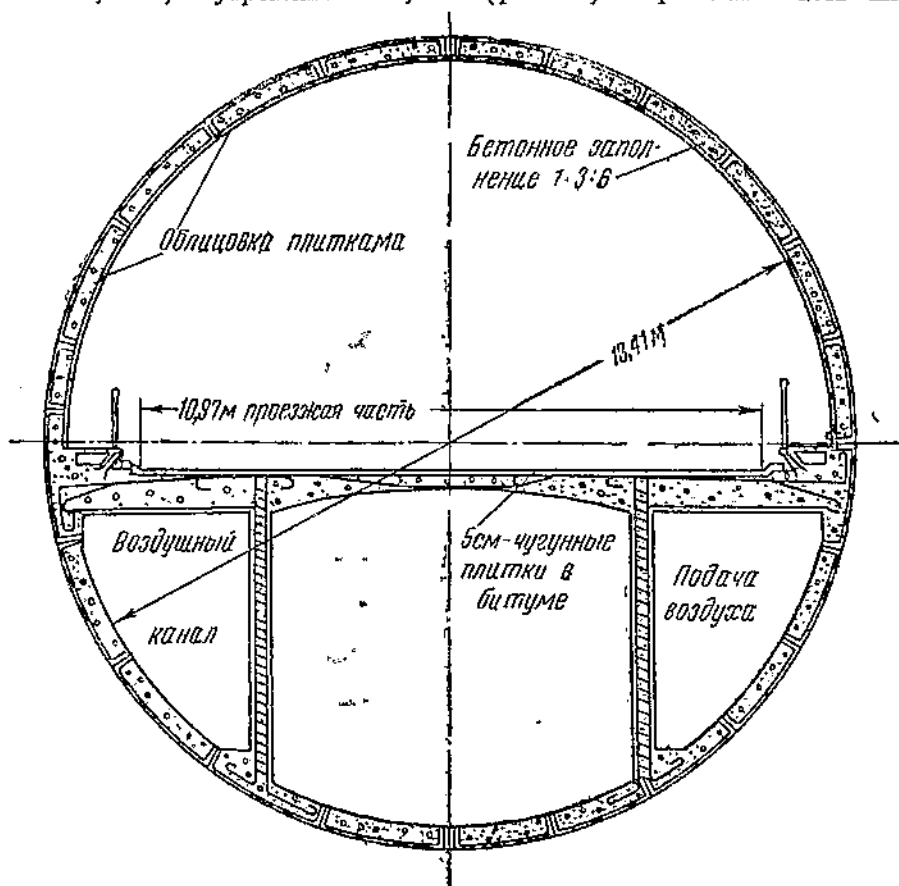
жёсткость конструкции. Воздушные каналы отделены проезжей частью и железобетонной поперечной конструкцией.

На фиг. 78 приведена комбинированная обделка диаметром 9,3 м, состоящая из первичного кольца стальных тубингов и вторичного железобетонного, армированного гибкой арматурой.

Размеры и расположение воздушных каналов указаны на фиг. 78. В породах, не оказывающих большого давления, может быть применена для подводных тоннелей железобетонная обделка согласно фиг. 79.

Во всех рассмотренных конструкциях предусмотрены служебные тротуары, а также специальные каналы для размещения электрокабелей и труб.

Одним из наиболее крупных подводных автодорожных тоннелей является Мерсейский, построенный в 1934 г. под рекой Мерсей (Англия). Внешний диаметр обделки 14,17 м, внутренний — 13,41 м (фиг. 80). Проезжая часть шириной



Фиг. 80

10,17 м расположена немного ниже горизонтального диаметра и рассчитана на пропуск четырех полос автомобильного движения. Пространство под проезжей частью предусмотрено для последующего развития транспорта, а также и для специальных целей. Конструктивное решение обделки и проезжей части приведено на фиг. 80.

§ 25. КОНСТРУКЦИИ ОБДЕЛОК НАПОРНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТОННЕЛЕЙ

1. Общие соображения

При проектировании и сооружении напорных тоннелей одним из наиболее сложных является вопрос условий статической работы обделки.

В связи с этим на целом ряде гидротехнических тоннелей были произведены исследования, ставившие целью обосновать характер распределения усилий от внутреннего давления между породой и обделкой. Результаты этих исследований

позволили установить наиболее отвечающие действительности принципы статической работы обделки напорных тоннелей.

Эти принципы сводятся к следующим положениям, отличающим напорные тоннели от прочих видов тоннелей:

а) обделка тоннелей подвергается одновременному действию внутреннего давления воды и внешнего давления горной породы; в большинстве случаев внутреннее давление превосходит внешнее;

б) внутреннее давление создаёт для обделки условия работы, аналогичные работе сооружения на упругом основании; последним является окружающая порода;

в) трещины в обделке не допускаются, так как они могут быть причиной фильтрации воды, что влечёт за собой опасность размыва породы и обвалов, а также причиной потери мощности станции;

г) в условиях преобладающего значения внутреннего давления наиболее целесообразной формой сечения напорных тоннелей является круговая;

д) выбор размеров и конструкции обделки производится на основе статических расчётов, учитывающих совокупность действующих на обделку сил и, главным образом, внутреннее давление воды и внешнее давление породы.

В ненарушенных монолитных скальных породах усилие от внутреннего давления воды почти полностью воспринимается скалой, а обделка служит лишь для передачи давления на породу.

В скальных породах средней крепости усилия от внутреннего давления воды распределяются между породой и обделкой в соотношении, зависящем от упругих свойств породы и от размеров и конструкции обделки.

В нарушенных, трещиноватых и мягких породах внутреннее давление воды почти полностью передаётся на обделку, которая, кроме того, несёт нагрузку от внешнего давления породы. Степень участия породы в совместной работе с обделкой зависит также от глубины заложения тоннелей ниже поверхности земли. В связи с этим минимальное расстояние напорного тоннеля от зоны поверхностного разрушения назначают в пределах от 50 до 100 м, что зависит от геологических условий, напора и сечения тоннеля.

В вопросе обеспечения надёжной работы обделки напорного тоннеля исключительно большое значение имеет цементация. Последняя выполняется в два приёма. Вначале производится нагнетание раствора ($p = 2 \text{ ат}$) для плотного заполнения пустот за обделкой, а затем — под значительным давлением ($p = 7-8 \text{ ат}$) с целью укрепления породы на глубину, достигающую до 10 м.

Тщательно выполненная цементация в скальных породах создаёт вокруг обделки тоннеля зацементированный скальный массив, обладающий более высокими упругими свойствами, чем порода в естественном состоянии. В таких условиях представляется возможным ограничиться небольшими размерами обделки, поскольку значительная доля внутреннего давления будет воспринята породой.

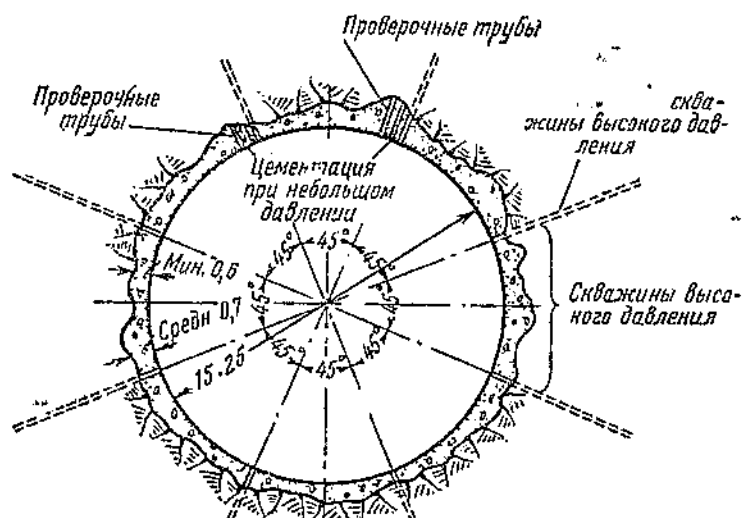
При цементации на большую глубину передача внутреннего давления на породу в её естественном состоянии происходит уже не по наружной поверхности обделки, а по значительно большей наружной поверхности слоя зацементированной породы (фиг. 8 I). Благодаря этому напряжения в породе за пределами цементации могут быть снижены до небольших величин. Зацементированный вокруг тоннеля слой породы становится как бы частью обделки, воспринимающей как внутреннее давление воды, так и внешнее — породы.

Практика строительства напорных тоннелей показала, что качественно выполненная цементация является решающей в вопросе обеспечения надёжной работы обделки.

В безнапорных тоннелях цементация также является необходимым мероприятием для заполнения пустот и укрепления породы, что создаёт хорошие условия для статической работы обделки.

При расчёте и конструировании обделки напорного тоннеля в породах, требующих крепления, следует учитывать условия работы обделки до выполнения цементации или до укладки внутреннего железобетонного кольца, соору-

жаемого обычно после укладки внешней обделки. Для обеспечения должной прочности обделки на этот период внешняя конструкция её должна быть рассчитана на восприятие давления окружающей породы в её естественном состоянии. Последующий расчёт на одновременное действие всех видов нагрузок производится по отношению к обделке, выполненной во всех её составных частях.



Фиг. 81

При назначении конструкции и размеров обделки напорного тоннеля учитывают следующие основные факторы:

а) физико-механические свойства породы в отношении её податливости (коэффициент упругого отпора k) и проявляемого горного давления (коэффициент крепости f);

б) химический состав породы;

в) напор и сечение тоннеля;

г) дебит и химический состав грунтовых вод;

д) глубина заложения тоннеля от дневной поверхности.

2. Тоннели без обделок

При проходке деривационного тоннеля в весьма крепких, водонепроницаемых, ненарушенных и трудно выветривающихся скальных породах (базальты, кварцевые порфиры, граниты и пр.) и при средних величинах напора (до 30 м) внутреннее давление воды может быть полностью передано на породу.

В таких случаях, исходя из статических условий, сечение выработки можно было бы оставить без всякой обделки, применив лишь грубое подравнивание стенок — обивку уступов после окончания основных скальных работ.

Однако в связи с весьма большой шероховатостью необлицованной скалы (при коэффициенте шероховатости $n = 0,030 \div 0,045$), в несколько раз превышающей шероховатость бетона ($n = 0,011 \div 0,015$), оставление деривационного тоннеля без обделки требует для получения одинаковых потерь напора на трение увеличения живого сечения необлицованного тоннеля в 1,5—2 раза по сравнению с облицованными. Это является экономически невыгодным, если учесть, что в рассматриваемых геологических условиях можно ограничиться обделкой в виде небольшого слоя бетона, служащего лишь для выравнивания неровностей породы.

Оставление тоннеля без обделки имеет, кроме того, ещё ряд других неблагоприятных сторон, поскольку необлицованная порода постоянно подвергается действию факторов разрушения.

Применение необлицованных напорных тоннелей имело место в заграничной практике лишь в редких случаях, относящихся к начальному периоду строительства напорных тоннелей.

В современном тоннелестроении напорные деривационные тоннели без обделки не имеют применения.

3. Обделка из торкрета и бетона для выравнивания выработки

В крепких, ненарушенных породах, способных полностью воспринять внутреннее давление воды, обделка применяется лишь для выравнивания выработки и обеспечения предусмотренных проектом гидравлических условий тоннеля, а также для предотвращения возможного просачивания воды в породу.

Такого рода обделка может быть выполнена двумя способами:

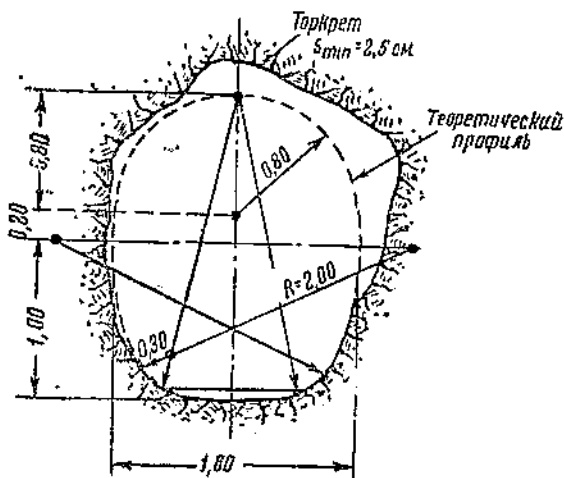
а) скальная поверхность выработки покрывается слоем торкрета, заполняющего неровности сечения выработки (фиг. 82); этим достигается укрепление породы и защита её от разрушения, а также увеличение водонепроницаемости тоннеля.

Вследствие большого коэффициента шероховатости применение в гидротехнических тоннелях обделки из одного торкрета, укладываемого непосредственно на поверхность выломки, не может быть рекомендовано;

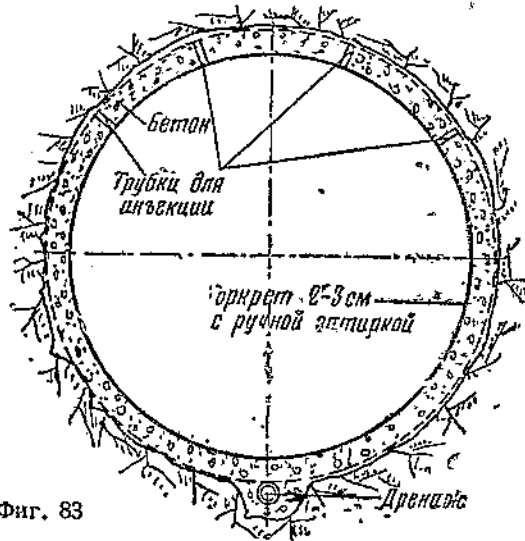
б) обделка из бетона выполняется на кружалах требуемого профиля; толщина бетона, минимальная по производственным условиям и достаточная для выравнивания выломки и придания ей правильного кругового очертания, обычно составляет 20—30 см.

Для повышения водонепроницаемости внутренней поверхности бетона покрывается слоем торкрета, в целях же уменьшения коэффициента шероховатости применяется затирка торкретированной поверхности проволочными щётками или заглаживание её штукатуркой из песчано-цементного раствора.

Такой тип обделки полностью отвечает поставленным выше условиям и имеет широкое применение в практике строительства напорных тоннелей.



Фиг. 82



Фиг. 83

которой в зависимости от характера породы, диаметра и напорности тоннеля колеблется в пределах 25—60 см (фиг. 83).

4. Бетонные обделки как несущие конструкции

При проходке тоннеля в плотных, устойчивых и малодеформированных, но трещиноватых скальных породах при средних напорах (до 30 м) и средних размерах сечения тоннеля (диаметр до 3—4 м) применяется бетонная обделка, толщина

Так как неармированный бетон слабо сопротивляется растягивающим усилиям и, как показывает практика, достаточно незначительных деформаций породы, чтобы вызвать трещины в бетонном кольце обделки, является необходимым выполнение упомянутой выше заполнительной и укрепительной цементации.

Для повышения водонепроницаемости внутренняя поверхность бетона покрывается торкретом или слоем цементной штукатурки 2—3 см.

5. Комбинированные обделки

Наибольшее распространение в современной практике строительства напорных тоннелей имеет так называемая комбинированная обделка из различных материалов, впервые осуществлённая в Европе инженером Моор на

постройке напорного тоннеля гидростанции Клостер - Кюблис (Швейцария).

Комбинированная обделка состоит из наружного бетонного и внутреннего железоторкретного кольца.

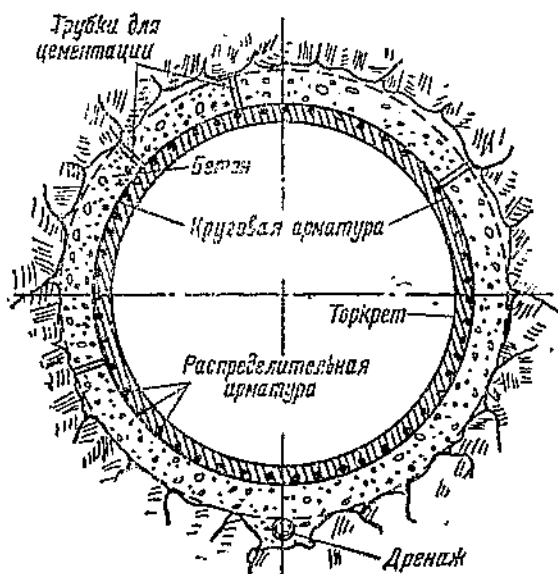
Бетонное кольцо принимает на себя в основном нагрузку от наружного горного давления, железоторкретное кольцо служит для водонепроницаемости и для восприятия совместно с бетоном внутреннего давления воды.

Повсеместное применение комбинированной обделки в напорных тоннелях объясняется следующими высокими качествами её:

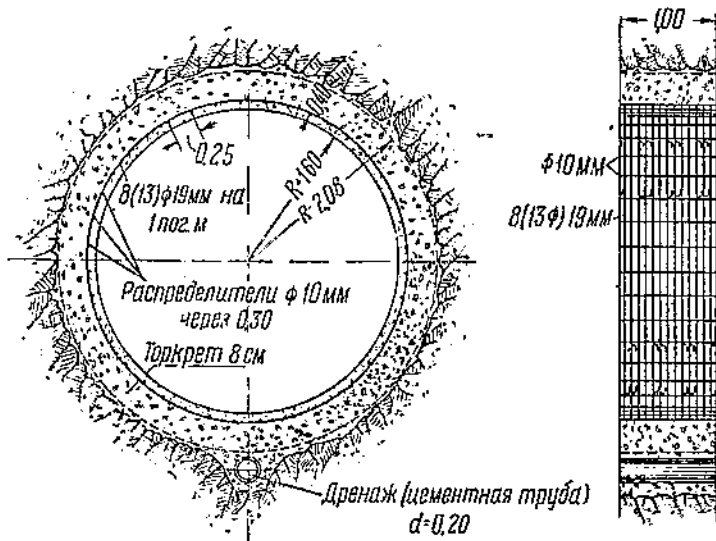
а) железоторкрет придаёт повышенную прочность и водонепроницаемость наиболее напряжённой

части обделки на её внутренней поверхности;

б) в железоторкрете достигается лучшее сцепление с железом, чем в железобетоне;



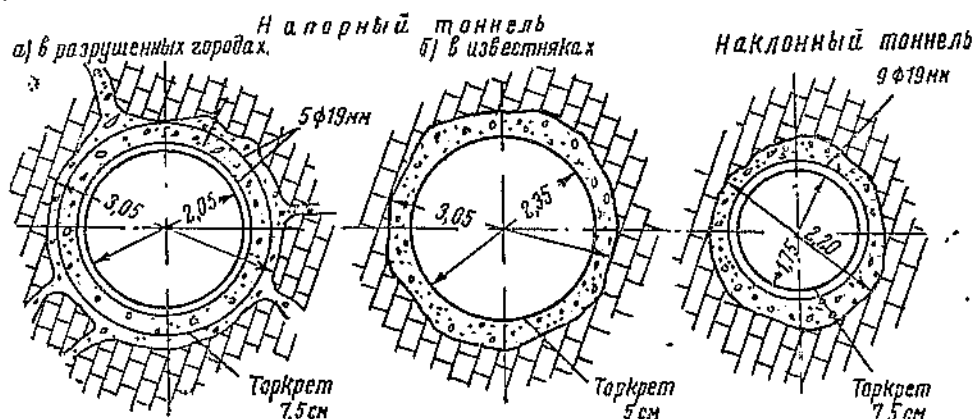
Фиг. 84



Фиг. 85

в) возведение железоторкретного кольца, выполняемое после бетонного кольца, не требует устройства кружал и опалубки.

Комбинированная обделка имеет применение в породах среднего качества, не обладающих большой плотностью, трещиноватых, проявляющих некоторое горное давление и в связи с этим требующих временного крепления при проходке тоннеля.



Фиг. 86

При средних размерах сечения (диаметр до 3—4 м) напор, удовлетворительно выдерживаемый комбинированной обделкой, может достигать до 60—70 м.

Толщина бетонного кольца колеблется в пределах 30—70 см, толщина железоторкретного кольца 8—10 см (фиг. 84).

По аналогии с бетонной обделкой хорошая работа комбинированной обделки совместно с породой обуславливается тщательным выполнением заполнительной и укрепительной цементаций.

За границей комбинированная обделка осуществлена в большом числе тоннелей в разнообразных условиях геологии и напорности и показала вполне удовлетворительную работу, проверенную испытаниями и практикой в течение ряда лет эксплуатации.

В СССР комбинированная обделка нашла применение во всех построенных и строящихся напорных тоннелях, а именно:

в тоннеле ГЭС № 1 на участках в нарушенных породах (фиг. 85);

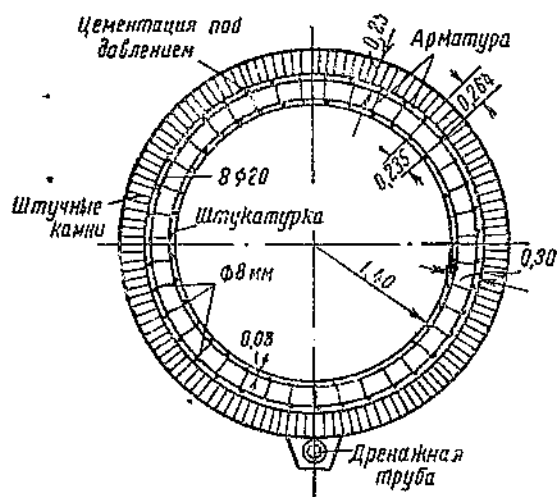
в тоннеле ГЭС № 3 (фиг. 86);

в тоннелях ГЭС № 5, 7, 8 и 10 на участках в андезито-базальтах.

Разновидностью комбинированной обделки является конструкция обделки, примененная в тоннеле гидростанции Амстег на участке более слабых пород (фиг. 87).

Взамен наружного бетонного кольца применена кладка из штучных камней толщиной 25—38 см, а вместо внутреннего железоторкретного кольца — железобетонное толщиной 30 см с двойной арматурой, связанной хомутами.

Другой разновидностью комбинированной обделки может считаться конструкция, обуславливаемая применением щитового способа постройки напорных

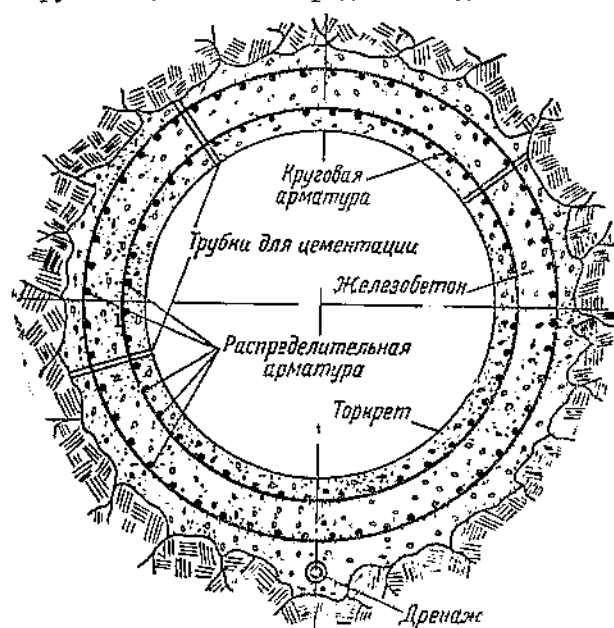


Фиг. 87

тоннелей в неблагоприятных геологических и гидрогеологических условиях. В этих случаях обделка состоит из двух частей:

а) наружного кольца из железобетонных блоков или металлических тубингов, укладываемого одновременно с продвижением щита и воспринимающего наружное давление породы и воды;

б) внутреннего железоторкретного или железобетонного кольца, рассчитанного на восприятие полного внутреннего давления воды и создающего необходимую водонепроницаемость.



Фиг. 88

6. Железобетонные обделки

Для этого типа обделки (фиг. 88) характерны следующие условия:

а) породы сильно трещиноватые, разрушенные или рыхлые с обваливающимися глыбами и с сильным притоком грунтовых вод или проявляющие сильное давление и требующие при проходке применения усиленного временного крепления;

б) коэффициент упругости породы K близок к нулю;

в) коэффициент крепости породы $f < 1$;

г) большой напор тоннеля ($H > 30-60$ м);

д) диаметр тоннеля (3,0—5,0 м).

Толщина бетонного кольца колеблется в тех же пределах, что и в комбинированных обделках, количество же арматуры больше в 1,5—2 раза. Толщина торкрета, применяемого для водонепроницаемости обделки, порядка 2—4 см.

7. Обделка с упругим уплотнением

В качестве нового типа может быть приведена обделка с упругим уплотнением. Практическая применимость её была обоснована на целом ряде опытов на моделях и пробных участках, а также на примере осуществления её в напорной шахте одной из итальянских гидростанций.

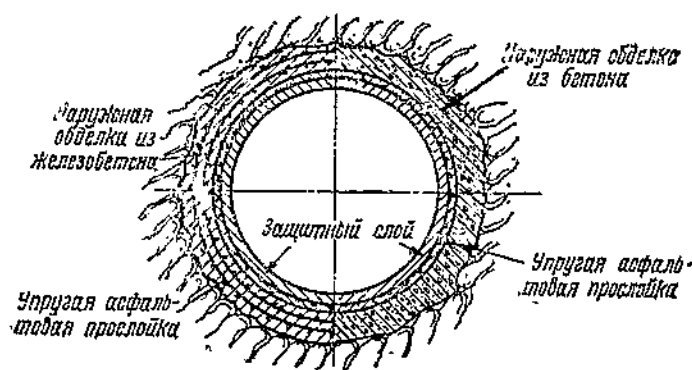
Сущность такого рода обделки заключается в создании многослойной конструкции, состоящей из внешней бетонной обделки, работающей на силы горного давления, асфальтового водонепроницаемого слоя, поддерживаемого и предохраняемого от механического воздействия воды при помощи внутреннего защитного железобетонного кольца (фиг. 89).

Обделка такого типа особенно применима при больших напорах и в относительно слабых породах, но требует особых приёмов для своего возведения.

Асфальтовое уплотнение обладает весьма ценным качеством — следовать за деформациями обделки при допуске удлинении до 22% и сжимаемости до 5%. Обычно такое уплотнение выполняется из четырёх слоёв гибкой изоляции, наклеиваемой на круговой поверхности обделки на клеемассе.

Для предохранения уплотнительного слоя от отставания под влиянием собственного веса сооружается внутреннее железобетонное кольцо. Замена последнего торкретбетоном не достигает цели. Особенностью производства работ яв-

ляется необходимость особо тщательного бетонирования замковой части под-
держивающего кольца, представляющего известные трудности из-за узкого про-
странства в замке при наличии арматуры.



Фиг. 89

8. Бетонные обделки с внутренней металлической оболочкой

Применение внутренней металлической (стальной) оболочки вызывается, главным образом, значительной напорностью тоннеля (фиг. 90).

При напоре, превышающем 70—80 м и при недостаточно благоприятных геологических условиях стальная оболочка, уложенная в наружном бетонном (или железобетонном) кольце представляется единственной конструкцией, гарантирующей безопасные условия работы обделки без трещин и без просачивания воды в породу.

При особенно высоких напорах может потребоваться применение металлической оболочки также и в крепких устойчивых породах.

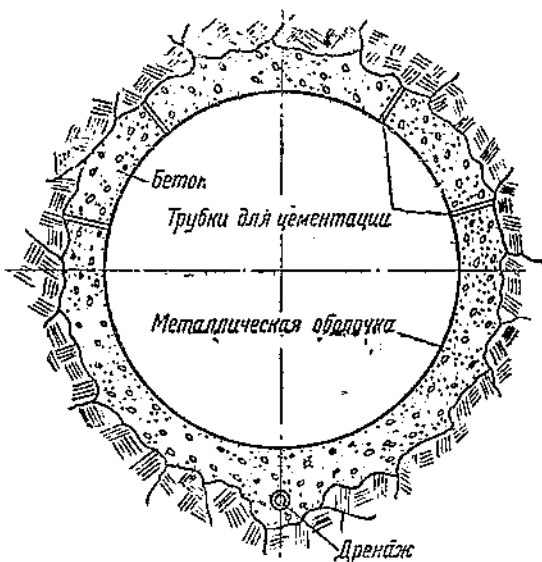
Металлическая оболочка может быть выполнена двух типов:

а) в виде упругой стальной оболочки толщиной 4—5 мм, служащей, главным образом, для водонепроницаемости тоннеля; внутреннее давление воды почти полностью передаётся на породу и наружное бетонное кольцо;

б) в виде ребристой стальной оболочки, сболчиваемой или свариваемой из отдельных секций; в этом случае внутреннее давление воды целиком воспринимается металлом.

Обделки с внутренней металлической оболочкой применяются в тоннелях большого протяжения в исключительно редких случаях вследствие чрезмерно высокой стоимости.

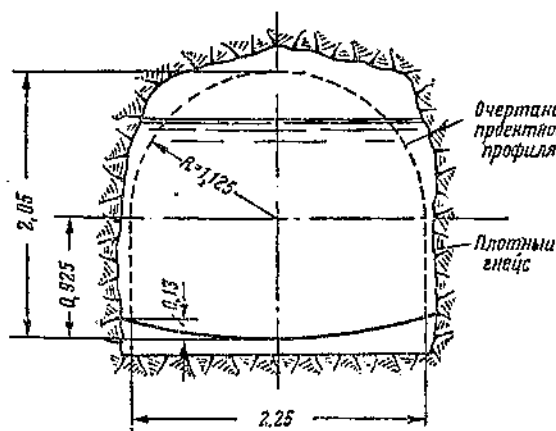
Практическое применение этого типа обделки имеет место, главным образом, на отдельных коротких участках тоннеля, особо неблагоприятных по геологическим и гидрогеологическим условиям, например, в тоннеле ГЭС № 3, в местах пересечения наклонным тоннелем значительных трещин в породе или же для целей конструктивного сопряжения конечного участка тоннеля с металлической напорной трубой. Более частое применение имеют обделки с металлической оболочкой



Фиг. 90

в напорных вертикальных и наклонных шахтах, прокладываемых в горном массиве и заменяющих напорную трубу, например, напорная шахта гидростанции Челан (Вашингтон, США) (фиг. 91), напорные шахты гидростанции № 11 (СССР).

Особую категорию представляют обделки с внутренним уплотняющим слоем из дерева. Эти обделки находятся в стадии опытов.



Фиг. 91

Приведённые выше соображения об условиях применения различных типов обделок напорных тоннелей могут служить лишь общими указаниями при проектировании. Вследствие целого ряда специфических местных геотехнических, гидрогеологических, топографических и прочих условий возможны те или иные отступления от приведённых положений.

Большое влияние на конструкцию и размеры обделки может иметь метод производства работ. Так, имеющие в США обширное применение деревянные полигональные крепления, устанавливаемые при проходке тоннеля, обычно

оставляются за обделкой и, принимая на себя всю нагрузку от внешнего давления породы, сильно облегчают конструкцию обделки тоннеля; щитовой метод постройки тоннеля вызывает необходимость применения особого типа обделки, состоящей из блоков или тубингов и внутреннего железобетонного кольца и т. д. Таким образом, правильный и окончательный выбор конструкции обделки, гарантирующий бесперебойную и надёжную работу тоннеля, может быть сделан лишь на основе учёта всех местных условий и результатов специальных испытаний и исследований, из которых наиболее важными являются исследования горного давления, упругих свойств проходимых тоннелем пород и характера грунтовых вод.

§ 26. КОНСТРУКЦИИ ОБДЕЛОК БЕЗНАПОРНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТОННЕЛЕЙ

1. Общие соображения

Отсутствие в безнапорных тоннелях основной нагрузки, присущей напорным тоннелям — внутреннего напорного давления воды — позволяет установить почти полную аналогию безнапорных гидротехнических тоннелей с сухопутными тоннелями в отношении статических условий работы обделки.

В безнапорном тоннеле, кроме того, имеется нагрузка в виде внутреннего давления воды, действующего по закону треугольника, соответственно наполнению тоннеля. Эта нагрузка, составляющая основное отличие безнапорного тоннеля от сухопутного, теоретически незначительно влияет на работу обделки.

Однако практически наличие воды ставит обделку гидротехнического тоннеля по сравнению с сухопутным тоннелем в более невыгодные условия работы, а именно:

а) просачивание воды изнутри через обделку неблагоприятно действует на материал обделки (выщелачивание цемента, ржавление арматуры);

б) в недостаточно благоприятных геологических условиях просачивание воды изнутри через обделку в породу ухудшает её свойства и вымывает её, что способствует нарастанию горного давления;

в) при наличии в протекающей по тоннелю воде наносов с частицами очень крепких пород происходит истирание внутренней поверхности обделки, в первую очередь слоя цементной штукатурки, обычно укладываемой для уменьшения шероховатости;

г) при наличии в породе агрессивно действующих на бетон и легко растворяемых водой химических примесей гипс, ангидрид, пирит и др. просачивающаяся изнутри через обделку вода активизирует агрессию, разрушающим образом действующую на обделку тоннеля.

Приведённые неблагоприятные факторы вызывают необходимость применения в гидротехнических тоннелях, в том числе безнапорных, специальных мероприятий для повышения водонепроницаемости обделки.

Эти мероприятия сводятся в основном к получению достаточно плотного бетона путём соответствующего подбора его состава и применения вибраторов для хорошего уплотнения бетона во время кладки и к нагнетанию раствора за обделку (заполнительная цементация). Последнее мероприятие, кроме того, даёт общее улучшение условий работы обделки на горное давление.

Таким образом, статические условия работы обделки безнапорного тоннеля по аналогии с сухопутным тоннелем зависят в основном от геологических условий.

При проходке безнапорного тоннеля в крепких скальных породах и при достаточном глубоком заложении тоннеля от дневной поверхности обделка не несёт никакой нагрузки от наружного горного давления и служит лишь для выравнивания выломки и обеспечения требуемых гидравлических условий.

В породах, проявляющих горное давление, статические условия работы обделок определяются размером и характером последнего. Здесь полностью применимы положения статического расчёта и конструирования обделок сухопутных тоннелей.

При назначении конструкции и размеров обделки учитываются следующие факторы:

а) физико-механические свойства породы в отношении проявляемых ею вертикального и бокового давлений (коэффициент крепости, угол внутреннего трения); химический состав породы;

б) размеры сечения тоннеля;

в) глубина заложения тоннеля от дневной поверхности;

г) дебит, напорность и химический состав грунтовых вод.

2. Тоннели без обделки

В заграничной практике имеют место некоторые случаи постройки безнапорных тоннелей без обделки или с обделкой, уложенной по дну тоннеля, например тоннель гидростанции Зиллерталь в Австрии. Тоннель проходит в крепких скальных породах (крепкие сланцы, плотные гнейсы) и имеет небольшие размеры сечения (4,5 м²).

Анализ вопроса возможности отказа от обделки в деривационных тоннелях, проходящих в крепких скальных породах, показал, что по целому ряду условий применение необлицованных деривационных тоннелей является нецелесообразным.

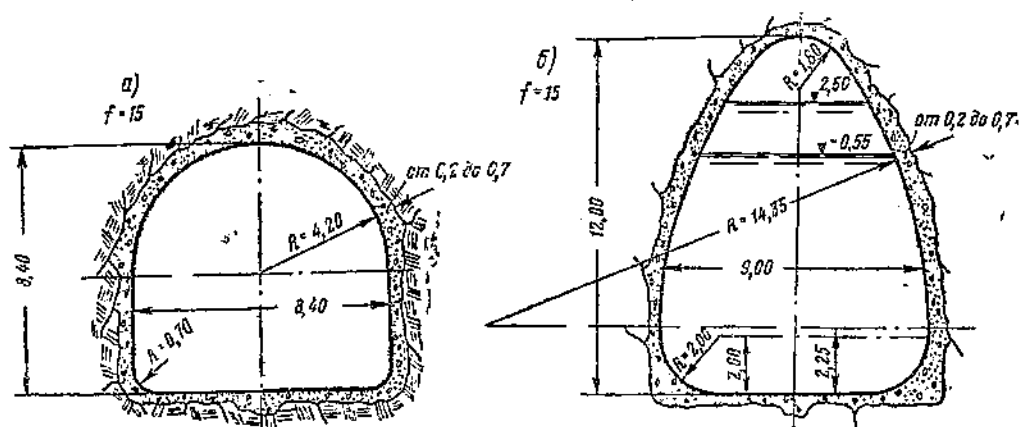
Приведённый пример из заграничной практики является редким исключением в современном гидротехническом тоннелестроении. Обделка по всему сечению применяется во всех случаях независимо от геологических условий.

3. Бетонные обделки для выравнивания выработки

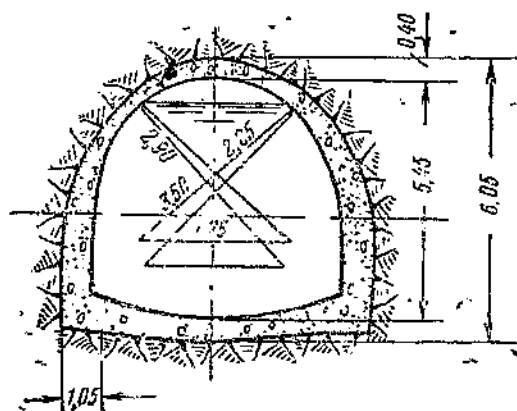
В крепких скальных породах (гранитах, гнейсах, базальтах), ненарушенных и не требующих при проходке временного крепления, применяется бетонная обделка, служащая для выравнивания выработки, создания необходимых гидравлических условий тоннеля и для защиты породы от разрушения.

Толщина бетона в зависимости от неровностей выработки колеблется в пределах 20—30 см, обычно достаточных для выравнивания сечения выработки и придания ей предусмотренного профиля.

Такого типа обделки имеют, например, применение в тоннелях ГЭС № 11 (фиг. 92), проходящих в крепких гнейсах ($f=15-20$), и в тоннеле ГЭС № 6 (фиг. 93), на участках андезито-базальтов ($f=8$).



Фиг. 92



Фиг. 93

4. Бетонные обделки как несущие конструкции

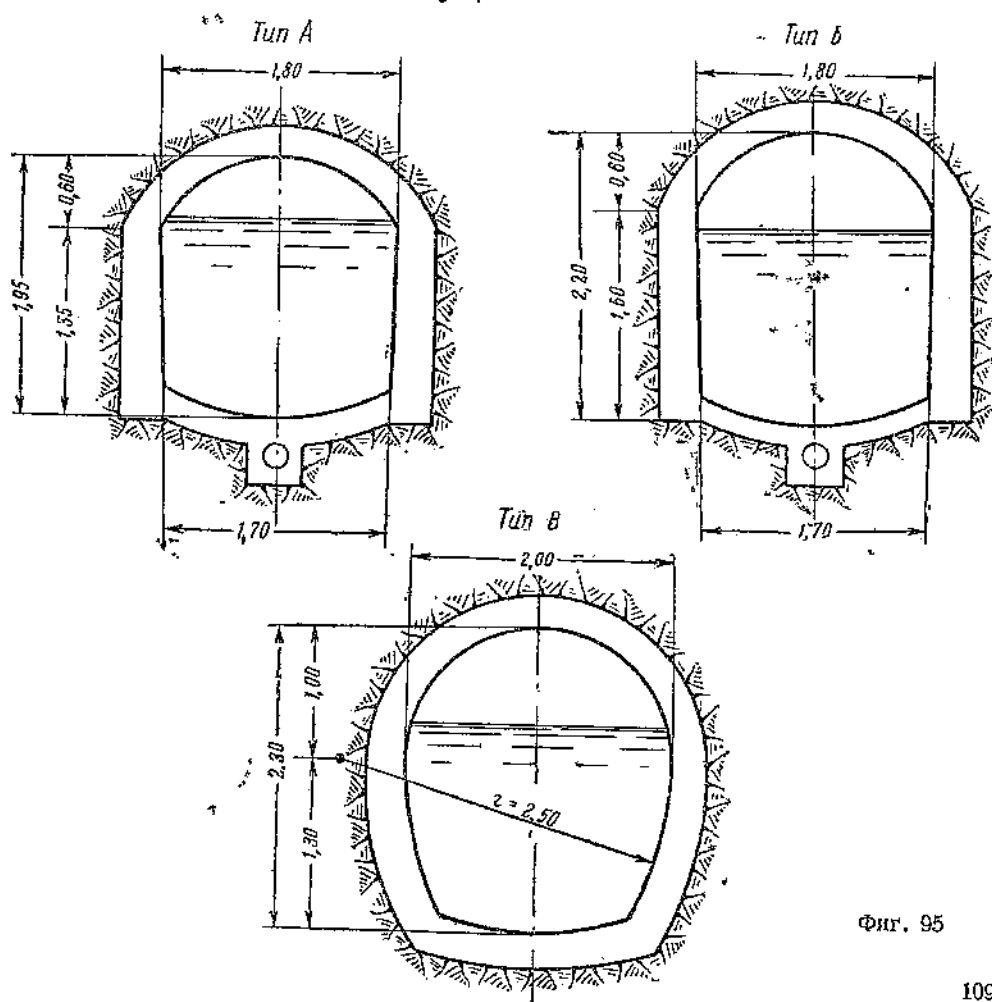
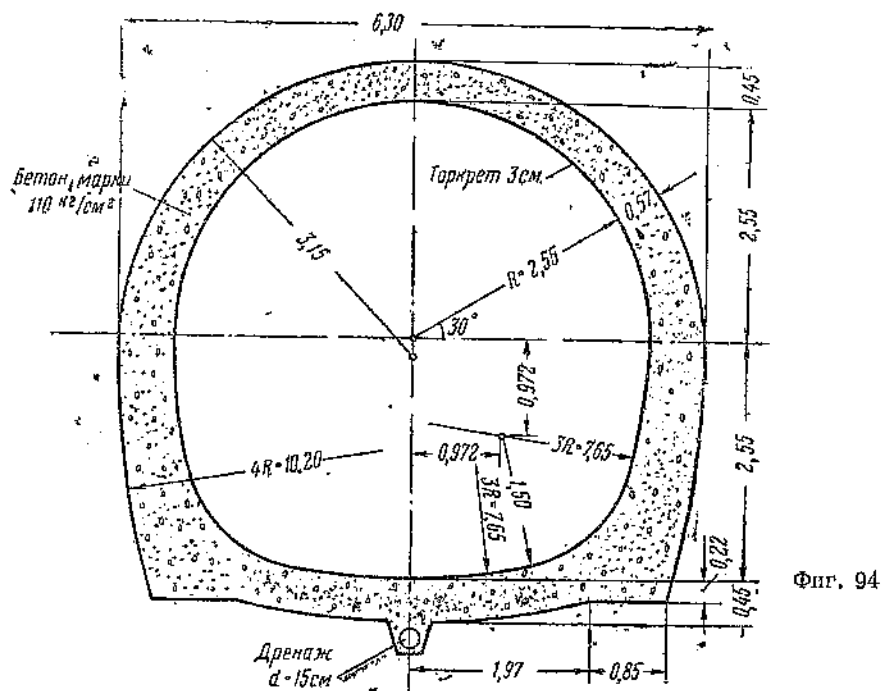
В менее крепких, нарушенных и трещиноватых породах, требующих при проходке временного крепления, применяются бетонные обделки как несущие конструкции, работающие на горное давление. Эта нагрузка хорошо воспринимается общепринятой конструкцией бетонной обделки. Внешнее давление вызывает в отдельных элементах такой конструкции, главным образом, сжимающие напряжения, что позволяет в обычных геологических условиях ограничиться небольшими размерами обделок.

В силу приведенных свойств бетонной обделки она имеет наибольшее применение при постройке безнапорных тоннелей в разнообразных геологических условиях.

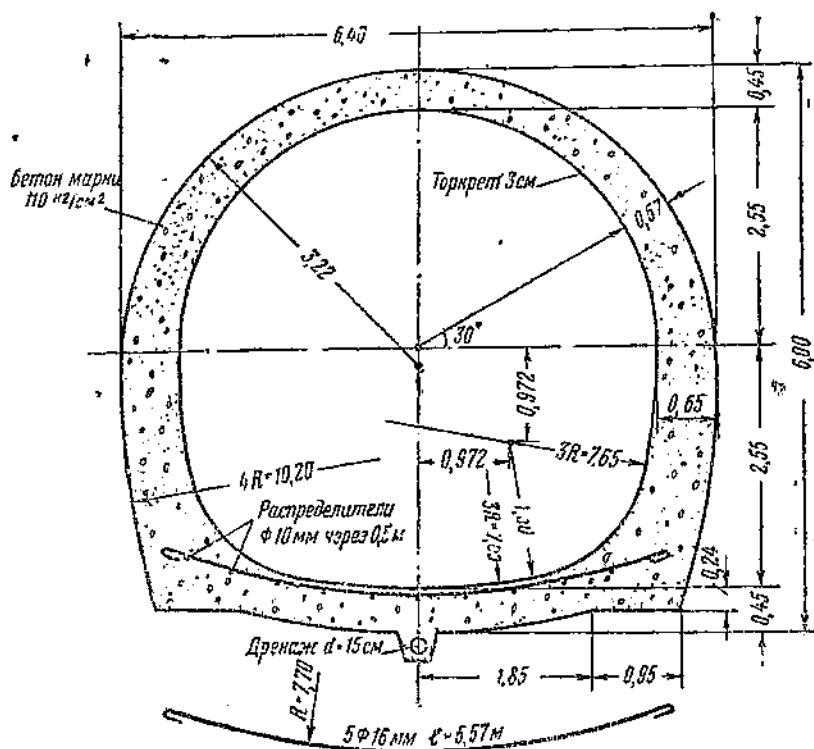
В качестве примеров приводим бетонные обделки безнапорных тоннелей ГЭС № 4 (фиг. 94) и гидростанции Боргневерк-Бромуа в Швейцарии (фиг. 95).

5. Железобетонные обделки

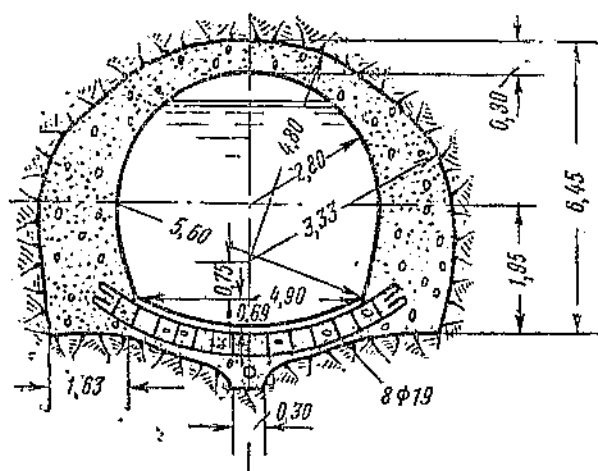
При расположении тоннеля в разрушенных или рыхлых породах с большим давлением, требующих при проходке усиленного временного крепления, применяются железобетонные обделки, конструкции которых в зависимости от геологических и гидрогеологических условий могут быть следующих типов:



а) верхний свод и стены бетонные средних размеров, обратный свод имеет одиночную арматуру (фиг. 96);



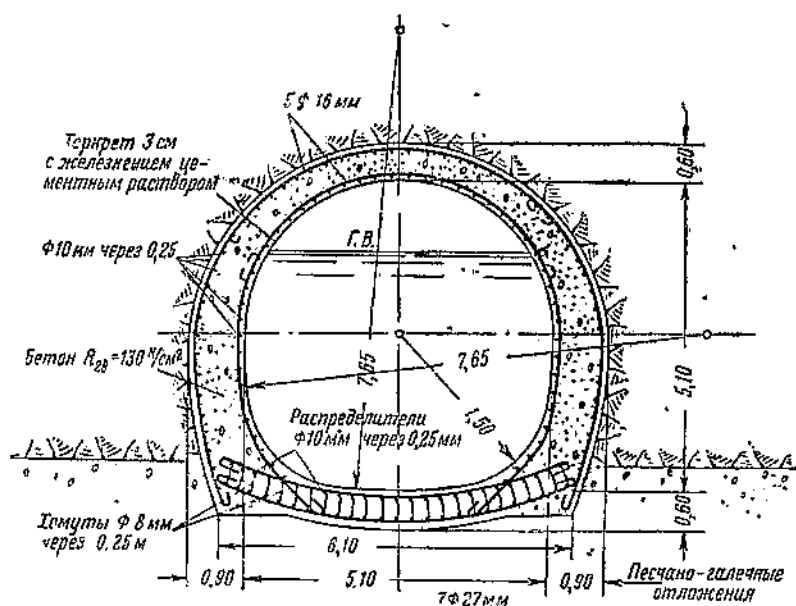
Фиг. 96



Фиг. 97

б) верхний свод и стены бетонные больших размеров, обратный свод имеет двойную арматуру (фиг. 97);

в) всё сечение обделки армировано двойной арматурой (фиг. 98).



Фиг. 98

6. Сборные обделки

Помимо рассмотренных выше могут также иметь применение сборные обделки из бетонных и железобетонных блоков. Особые преимущества такие обделки имеют при проходке тоннелей в условиях большого горного давления и наличия агрессивных грунтовых вод, а также при щитовой проходке. Эти положения были обоснованы выше в § 23.

Примером бетонной обделки, состоящей в поперечном сечении из трёх блоков, является применённая в одном из зарубежных тоннелей размерами 1,07 × 1,06 м (Калифорния) (фиг. 99).

В целях уменьшения веса элементов сборной обделки применяют также пустотелые блоки, подобные принятым в одном канализационном тоннеле в США (фиг. 100).

Такие блоки снабжаются по сторонам взаимного сопряжения пазами и соответствующими гребнями. Кладка их ведётся на песчано-цементном растворе. Обделка такого типа является экономичной и удобной для применения при проходке тоннелей горным способом.

Одной из разновидностей безнапорных гидротехнических тоннелей коммунального назначения являются канализационные коллекторы, материал обделки которых должен отвечать условиям высокой стойкости против химического действия (кислотоупорность), так как канализационный коллектор — сооружение, постоянно находящееся в химически активной среде (агрессивные грунтовые воды извне и сточные воды, несущие все элементы разрушения обделки внутри канала). Основным материалом такого рода сооружений принимается бетон с соответственной внутренней и внешней защитой его.

Наиболее удобный вид применения бетона при щитовой проходке — бетонные блоки той или иной формы (в зависимости от размеров поперечного сечения и назначения тоннеля).

По опыту сооружения канализационных тоннелей в СССР и в США могут быть применены системы тоннельных обделок из: 1) бетонных и керамиковых блоков сотовой формы, 2) то же трапециoidalной формы, 3) чугунных тубингов и 4) железобетонных блоков.

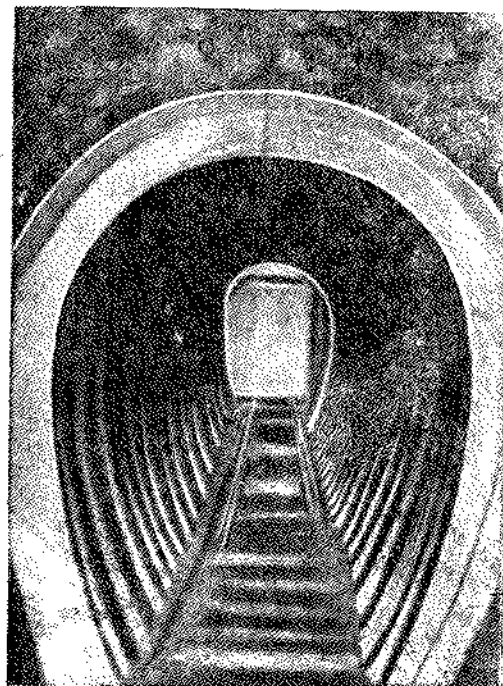
Первая, т. е. обделка сотовой формы, в большей степени обеспечивает основное условие — пространственную жёсткость обделки и полную перевязку и гидроизоляцию всех швов.

Вторая, т. е. трапецидальная форма, обеспечивая перевязку швов почти в той же степени, что и первая, имеет всё же сплошные кольцевые швы, которые могут вызвать расстройство тоннельной обделки.

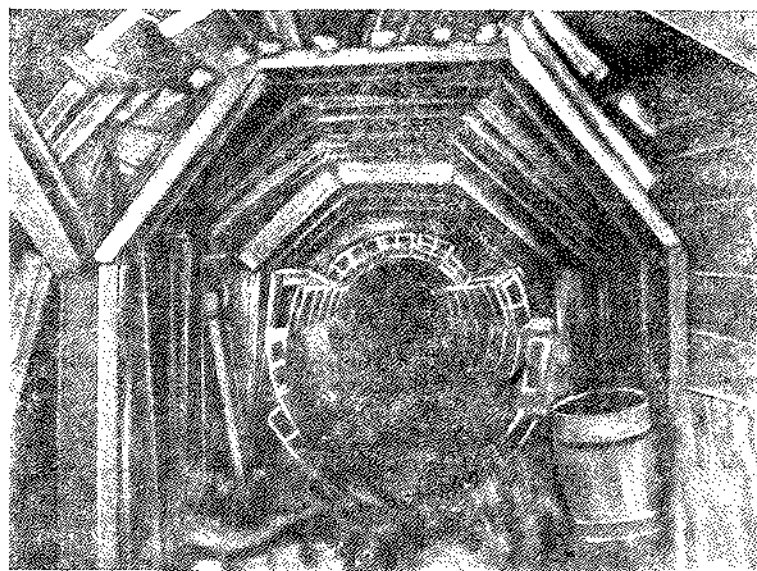
Для внешней защиты бетонных блоков от агрессивных и грунтовых вод применяется пропитка наружной и торцевых поверхностей блока горячим асфальтом или битумом в заводском выполнении. Защита внутренней поверхности тоннеля может быть выполнена в виде кислотоупорных керамических или из тёсаного кислотоупорного камня плит, утопленных в теле бетонного блока, также при заводском выполнении.

Так как основное качество обделки для канализационных коллекторов — её водонепроницаемость, то это обстоятельство может быть в большей степени достигнуто путём предельного уменьшения количества швов на погонную единицу обделки. При существующих методах распивки таких швов всё же остаётся опасность просачивания воды.

Таким образом, целесообразно создать обделку канализационных коллекторов как сплошное монолитное бетонное тело согласно указанному выше.



Фиг. 99



Фиг. 100

поблизости трассы, способ производства работ, намеченные сроки окончания строительства.

При щитовом способе производства тоннельных работ, как уже указывалось, тоннельную обделку выполняют из стандартных сборных элементов. Тюбинговая обделка может иметь при этом подковообразный профиль, весьма рациональный для судоходных тоннелей, так как он позволяет получить относительно большое живое сечение русла при данной площади выработки тоннеля.

Большинство тоннелей, сооружённых в прошлое время, имеет каменные обделки. Ряд тоннелей, построенных сравнительно недавно, имеет обделки из бетона и железобетона.

На фиг. 104 показана конструкция обделки самого большого поперечного сечения (Ровский тоннель-канал).

§ 27. КОНСТРУКЦИИ ГОРОДСКИХ ТОННЕЛЕЙ, СООРУЖАЕМЫХ БЕЗ ВСКРЫТИЯ ПОВЕРХНОСТИ

1. Общие соображения

Как известно, городские тоннели служат для пропуска внеуличных железных и автомобильных дорог, при развязках сети линий метрополитена и подходов к подводным пересечениям.

Специфическими особенностями конструкций городских тоннелей являются повышенные требования к ним по прочности, водонепроницаемости и архитектурному оформлению. Кроме того, на тип, форму и размеры указанных конструкций оказывают существенное влияние эксплуатационные требования обслуживания пассажиропотоков при интенсивной напряжённости последних.

В зависимости от метода производства работ конструктивные решения городских тоннелей также могут иметь соответственные видоизменения.

В силу этого является целесообразным подразделить городские тоннели на сооружаемые без вскрытия поверхности горным и щитовым способами, а также сооружаемые открытым способом. В такой последовательности они в дальнейшем и рассмотрены.

2. Однопутные тоннели метрополитенов

При глубоком расположении городских тоннелей, в том числе и однопутных перегонных, обделкам их обычно придают замкнутую форму, т. е. с обязательным устройством обратного свода. Как правило, конструкция перекрытия делается сводчатой, стены же могут быть как прямыми, так и выпуклыми в сторону горного массива. При щитовой проходке вся конструкция обделки приобретает круговое очертание.

Для обеспечения должной сухости тоннелей в конструкции обделок обязательно предусматривается гидроизоляционный слой, поддерживаемый внутренней (вторичной) обделкой, а также иногда и подвесным зонтом. Последний представляет собой отдельную от несущей обделки, лёгкую железобетонную оболочку, покрываемую гидроизоляцией и подвешиваемую к основной обделке при помощи анкеров. Назначение такого зонта сводится к отводу просачивающейся грунтовой воды в сторону от проезжей части в специальные водоотводные устройства. Такого рода зонты обычно устраивают в конструкциях, связанных с обслуживанием пассажиров.

В качестве примера рассмотрим конструкцию перегонных тоннелей московского метрополитена, сооружённых горным способом (фиг. 105). Представленная конструкция выполнена из бетона и имеет в своём составе следующие элементы: верхний свод толщиной 0,50 м в замке и 1,47 м — в пятах прямых (по внешнему очертанию) стен толщиной 1,0 м на уровне оси и 1,60 м — в основании и обратного свода толщиной 0,50 м. По внутренней поверхности кругового очертания имеется слой оклеечной гидроизоляции, поддерживаемой внутренней железобетонной оболочкой толщиной 0,20 м, рассчитанной на полное

В качестве примера обделки перегонного тоннеля с подобной гидроизоляцией приводится конструкция тоннеля парижского метрополитена (фиг. 106). Материалом подобной обделки могут быть тесаный камень и бетон.

Железо-бетонная оболочка

6088

375

R 295

200

150

440

156

150

150

150

430

160

250

150

Technical drawing of a mechanical part, likely a valve cover or head, showing a cross-section with a hatched outer shell and a central cavity. The drawing includes various dimensions:

- Overall width: 5.382
- Overall height: 4.800
- Internal features:
 - Central dome with radius $R=2.150$
 - Base with radius $R=6.000$
 - Other radii: $R=0.830$, $R=1.400$, $R=1.800$, $R=5.000$
- Small rectangular feature at the bottom center of the cavity.

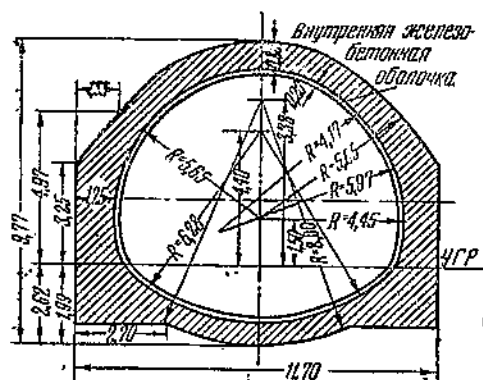
На криволинейных участках линий, метрополитенов поперечному сечению обделок придадут соответственно уширенную форму.

115

3. Двухпутные тоннели

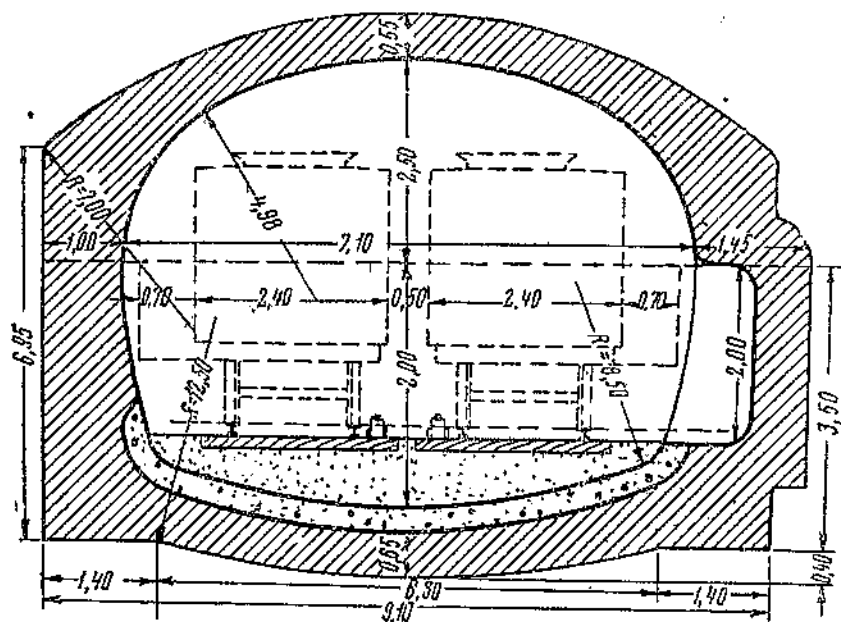
Отличием конструкции обделок двухпутных тоннелей от однопутных являются лишь их размеры.

В качестве примера приводится конструкция двухпутного тоннеля московского метрополитена (фиг. 107). Сводчатая часть этой конструкции очерчена по



ΦΗΓ. 107

коробовой кривой. Внутреннее очертание стен и обратного свода также имеет плавную форму. По сравнению с однопутным тоннелем размеры элементов обделки имеют сравнительно небольшое отличие, что говорит о целесообразности в некоторых случаях размещения двух линий метрополитена в одной конструкции.



ΦΗΓ. 108

так как размеры эти изменяются не прямо пропорционально величине отверстия. Внутри обделки предусмотрена, так же как и в однопутном тоннеле, гидроизоляция, поддерживаемая железобетонной оболочкой. На фиг. 108 приведена конструкция обделки двухпутного тоннеля парижского метрополитена. По аналогии с железнодорожными тоннелями горного типа в этой конструкции предусмотрены ниши для укрытия агентов метрополитена.

Основные размеры обделки приведены на фиг. 108. Материал — тесаный камень и бетон. Применяются также комбинированные обделки, выполняемые из бетона (обратный свод и стены) и каменной кладки (свод). При металлической

ΦΗΓ., 109

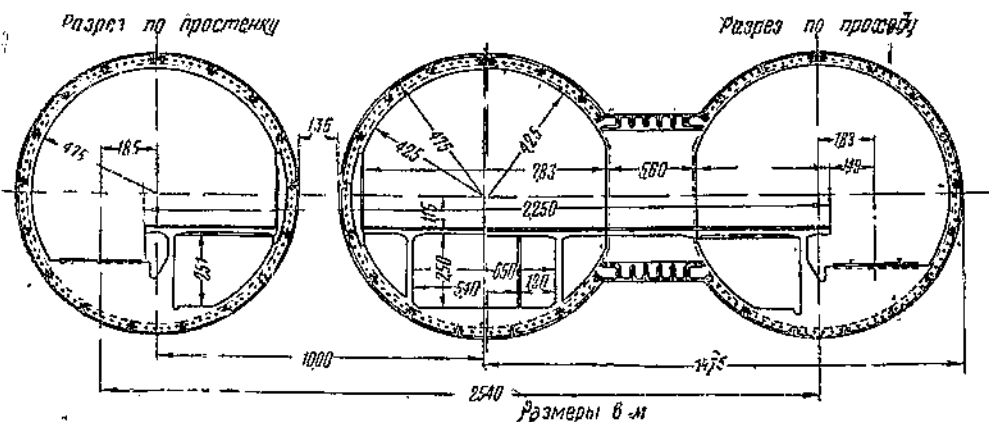
4. СТАНЦИОННЫЕ ТОННЕЛИ

В эксплуатационном отношении станции различаются по числу путей и относительному расположению и типу платформ.

ΦηΓ. 110

Конструкции такого типа станций могут быть выполнены из бетона, железобетона и металла.

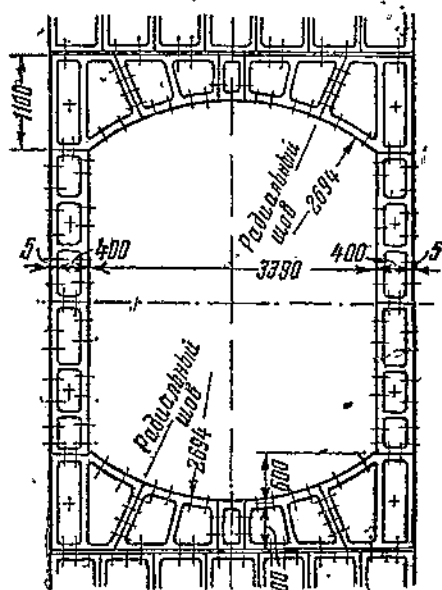
На фиг. 110 приведена типовая конструкция трёхсводчатой станции первой очереди строительства московского метрополитена, выполненная из бетона. Общий наружный размер конструкции достигает 33,0 м. Средний свод, перекрывающий зал шириной 8,15 м, поддерживается двумя рядами пилонов размером $2,0 \times 2,0$ м, расположенных на расстоянии 4,0 м друг от друга.



Фиг. 111

Боковые своды перекрывают путевые тоннели и опираются одной пятой на те же пилоны, а другой — на боковые стены. В пределах этих тоннелей помещаются проезжая часть и платформа. Внутри конструкции предусмотрена железобетонная оболочка, поддерживающая гидроизоляционный слой.

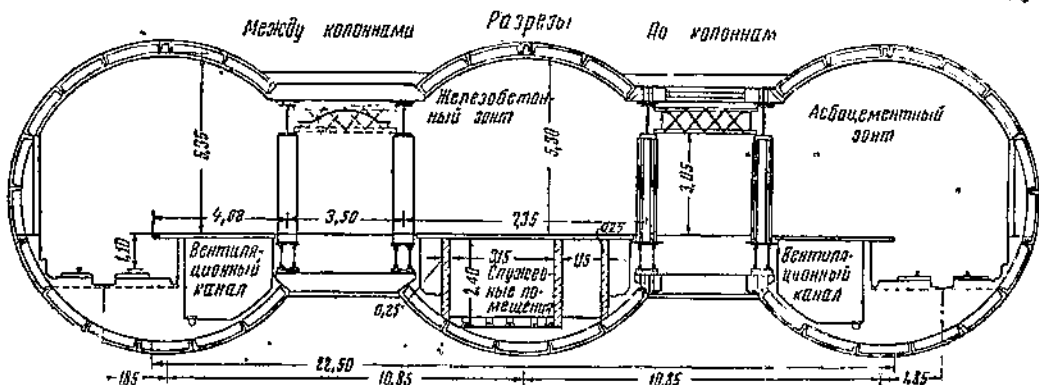
Фасад в развёрнутом виде



Фиг. 112

Наибольшее применение на строительстве лондонского и московского метрополитенов получила трёхсводчатая станция, выполненная из чугунных тубингов при щитовой проходке. Такая станция (фиг. 111) представляет собой три тоннеля

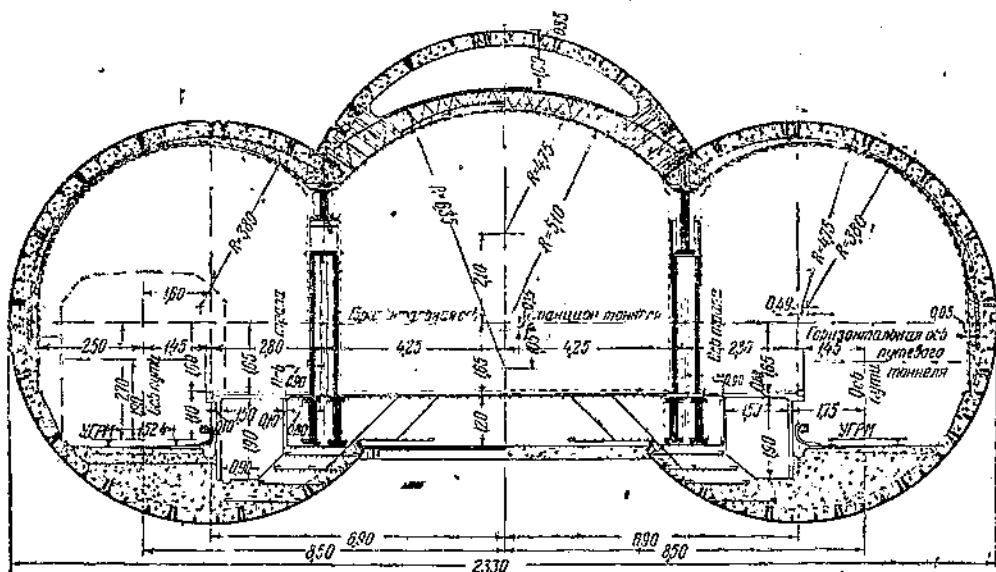
внешним диаметром 9,5 м каждый, пройденные щитом на расстоянии в 10,75 м между осями. Общая ширина станции 31,20 м. Средний тоннель, являющийся распределительным залом для пассажиров, соединяется с путевыми тоннелями при помощи проходов, выполняемых в металле (фиг. 112) или железобетоне и отделяемых друг от друга пилонами или колоннами (фиг. 113). В том и другом случае вся конструкция станции изолируется путём чеканки соединений между



Фиг. 113

тубингами. Сопряжение сводов станции с пилонами выполняется при помощи специальных фасонных тубингов, что и является наиболее ответственной частью конструкции.

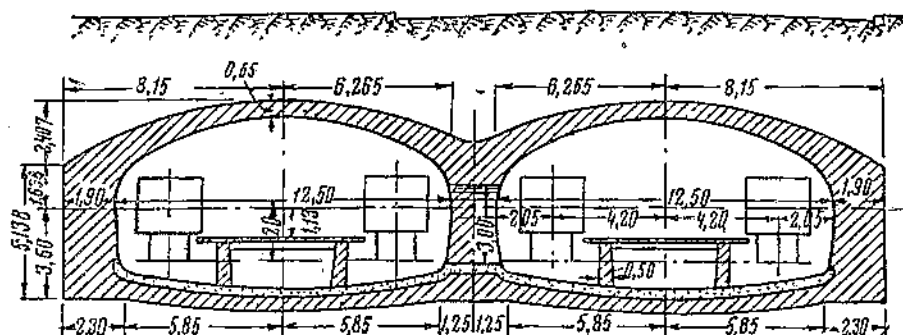
Внутренний контур станции покрыт бетоном, что увеличивает жёсткость конструкции, уменьшает шум от проходящих поездов, а также является подготовкой для лепных и мраморных работ, являющихся архитектурным оформлением станции. Все основные размеры приведены на фиг. 111.



Фиг. 114

Интересной разновидностью трёхсводчатых станций является приведённая на фиг. 114. Подобная конструкция применена на станции московского метрополитена. Средняя часть станции сделана повышенной по отношению к крайним тоннелям. Свод этой части станции, выполненный при помощи полушита, опирается на фасонные опорные тубинги боковых сводов, которые имеют строганую опорную плоскость под углом 30° к горизонту. Опорные фасонные тубинги боковых

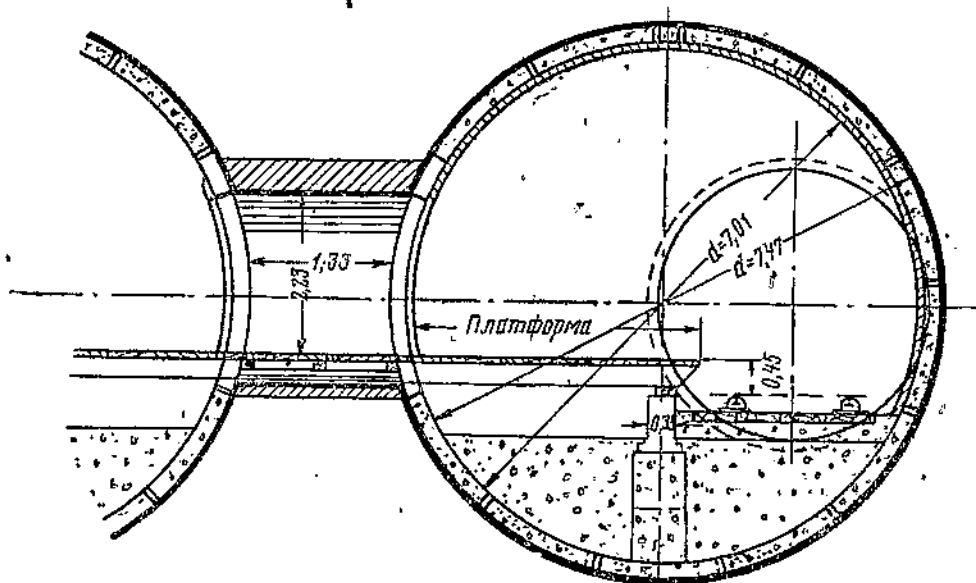
сводов в свою очередь опираются на продольные стальные балки. Эти балки являются общими опорами среднего и боковых сводов. Каждая продольная балка опирается на ряд стальных колонн. Распор среднего свода воспринимается затяжкой, распор боковых сводов — распоркой, поставленной между продольными балками. Распорка может быть ломаного или криволинейного очертания при выполнении её в металле или железобетоне. Расстояние между обоими рядами колонн — 9 м.



Фиг. 115

Боковые тоннели станции диаметром 9,5 м, расположенные на расстоянии между осями в 13,5 м, сооружаются при помощи щитов. В этих туннелях монтируются балки и колонны. Лишь после этого сооружается средний свод.

Двухсводчатые станции нашли более редкое применение на метрополитенах, что может быть объяснено сравнительно меньшими эксплуатационными показа-



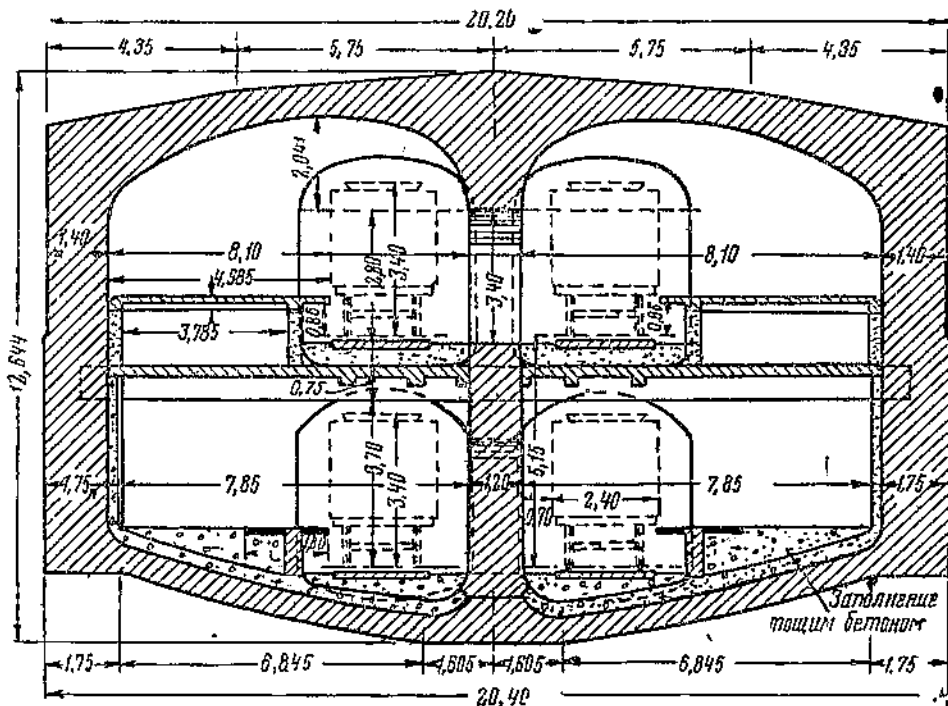
Фиг. 116

телями их (ограниченность размеров, трудность осуществления переходов), а также и известными затруднениями в производстве работ. Тем не менее имеется ряд примеров применения подобных конструкций за границей.

На фиг. 115 приведена конструкция двухсводчатой станции, применённая на парижском метрополитене. Общая ширина конструкции 28,84 м, высота 7,54 м. Отверстие сводов 12,5 м. Станция имеет две островные платформы шириной по 6,25 м.

Материал конструкции — бетон, облицованный изнутри плитками.

Другой тип двухсводчатой станции, выполненной из чугунных тубингов при помощи щита приведён на фиг. 116. Эта конструкция применена на строительстве лондонского метрополитена с шириной платформ в каждом тоннеле по 4,0 м. Такая конструкция представляет собой несомненно экономичное, но весьма стеснённое в эксплуатации решение.



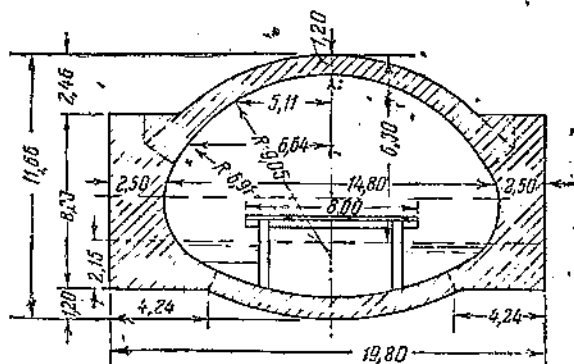
Фиг. 117

Представляют интерес объединённые пересадочные станции, выполненные в виде двухъярусной конструкции.

Примером подобной конструкции является приведённая на фиг. 117. Такая конструкция, выполненная в бетоне и железобетоне, включает в себя четыре пути с четырьмя боковыми платформами шириной по 5,0 м. Наружные размеры сооружения — 12,64 × 20,20 м. Прочие размеры приведены на фиг. 117.

Сравнительно простыми и экономически выгодными могут быть конструкции односводчатых станций, выполняемых в бетоне, железобетоне и металле.

На фиг. 118 приведена конструкция односводчатой станции, применённой на московском метрополитене.



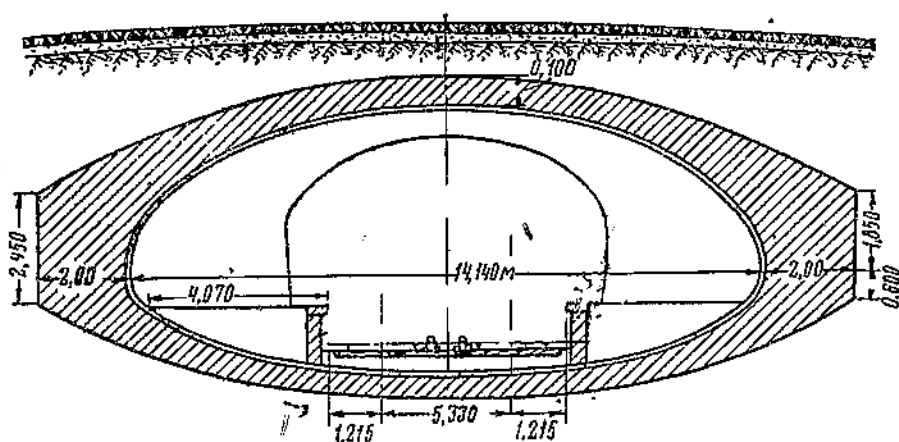
Фиг. 118

Наружные размеры сооружения 11,66 × 19,80 м. Отверстие в свету — 14,80 м. Станция имеет островную платформу шириной 8,0 м. Конструктивные размеры приведены на фиг. 118.

Гидроизоляция станции осуществлена при помощи подвешенного зонта описанной выше конструкции.

Этот тип станции имеет хорошие эксплуатационные показатели.

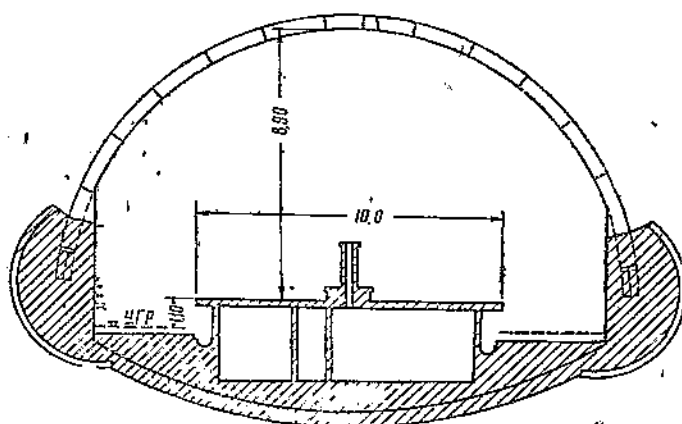
Другим примером подобных станций является типовая односводчатая станция парижского метрополитена (фиг. 119). Эта конструкция имеет свод эллиптического очертания и выполняется из комбинированных материалов. Свод из тё-



Фиг. 119

саного камня, стены и обратный свод — из бетона. Внутренняя поверхность конструкции покрывается цементной смазкой в 3 см и кроме того, керамиковыми плитками. Отверстие в свету — 14,14 м и высота свода над уровнем платформ 5,0 м.

Ширина боковых платформ — 4,07 м. Подобное конструктивное решение станции является удачным при горном способе производства работ.



Фиг. 120

Весьма интересным и удачным в технико-экономическом отношении может явиться решение конструкции односводчатой станции, выполненной в металле.

Подобная конструкция в виде свода большого пролёта (около 17,0 м), выполненного из чугуна,

подвешенного к стальному тросу и опирающегося на специальные опоры, представлена на фиг. 120. Свод может быть сооружён при помощи полуцинта, а опоры — при помощи цитов. Вся конструкция может быть тщательно зачеканена.

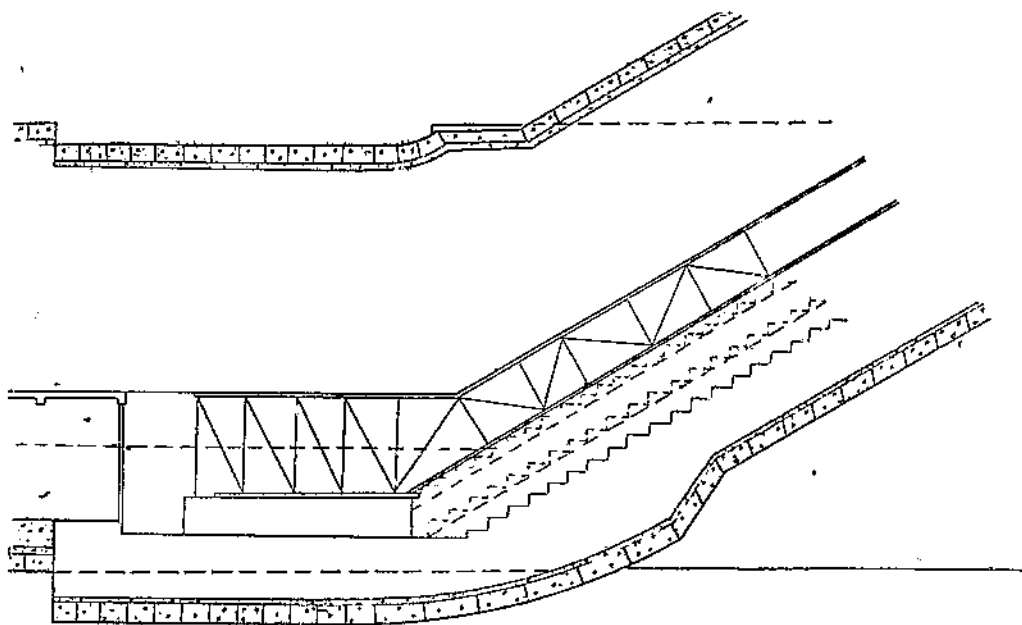
Поскольку большая часть работ по сооружению такой конструкции выполняется механизированным способом при сравнительно меньших, чем при трёхсводчатой станции объёмах, постольку подобное решение обеспечивает экономический эффект.

5. Эскалаторные тоннели

В системе подземных сооружений метрополитенов имеют место помимо указанных выше специальные конструкции наклонных или эскалаторных тоннелей. Последние имеют назначением осуществить связь подземных вестибюлей с поверхностью. В пределах поперечного сечения наклонных тоннелей размещают

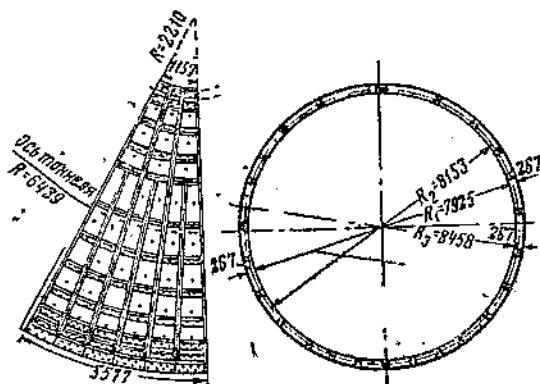
движущиеся лестницы — эскалаторы. Угол наклона этих тоннелей к горизонту обычно составляет 30° .

Обычно конструкция эскалаторных тоннелей выполняется из чугунных тюбингов с последующей зачеканкой их и устройством бетонного заполнения тюбингов. После этого внутреннюю поверхность тоннеля штукатурят и отделывают в зависимости от архитектурного оформления станции.



Фиг. 121

Внутренний диаметр наклонных тоннелей на московском метрополитене принят в 7,90 м при внешнем диаметре чугунной обделки его в 8,50 м. При этих размерах поперечного сечения в последнем помещаются три ленты эскалатора. Наиболее ответственной частью конструкции наклонных тоннелей является сопряжение их с подземным вестибюлем.



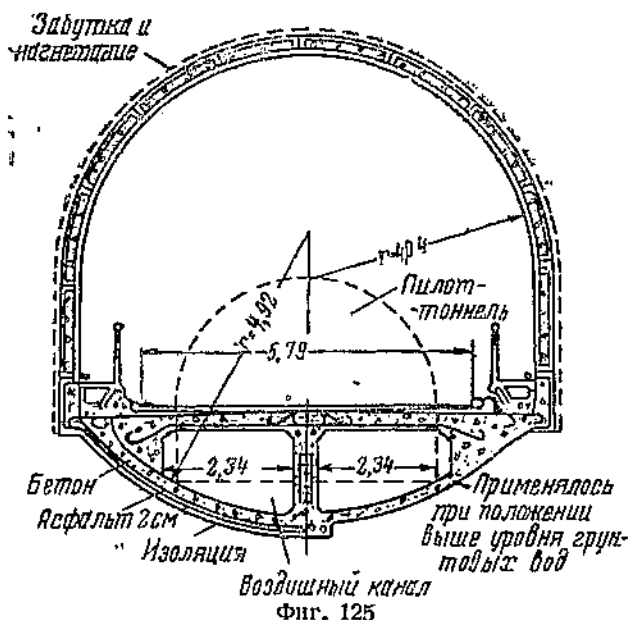
Фиг. 122

Такое сопряжение может быть выполнено двумя способами:

- а) в металле — при помощи специальных веерных тюбингов;
- б) в бетоне — при помощи бетонного соединительного воротника.

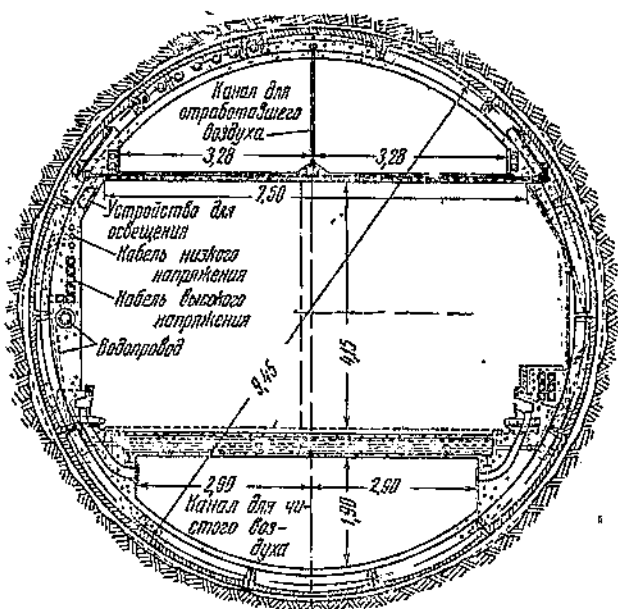
Конструкция сопряжения по первому варианту представлена на фиг. 121, где показаны все характерные элементы конструкции и их основные размеры.

Другой пример приведён на фиг. 125, где показана конструкция чугунной обделки автодорожного тоннеля—подхода к подводному пересечению р. Мерсей (Англия). Ширина проезжей части — 5,79 м. Внутренний диаметр чугунной



Фиг. 125

обделки 8,08 м. Поперечное сечение подковообразной формы с устройством обратного свода. Пространство ниже проезжей части используется для размещения воздушных каналов.



Фиг. 126

Прочие конструктивные детали приведены на фиг. 125.

На фиг. 126 приведено характерное поперечное сечение подводного автодорожного тоннеля.

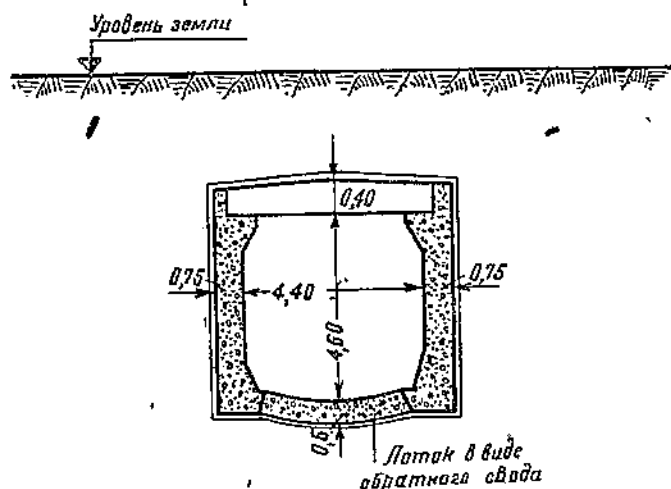
1. Общая часть

Конструкции тоннелей, сооружаемых открытым способом, состоят из следующих трёх основных элементов: перекрытия, боковых стен и лотка-фундамента.

В большинстве практических случаев перекрытие тоннеля осуществляется плоским—горизонтальным и значительно реже криволинейным или сводчатым (фиг. 4).

Преимущество горизонтального перекрытия перед криволинейным заключается в том, что при заданном заглублении тоннеля и размерах отверстия тоннеля в свету над горизонтальным перекрытием всегда будет большая высота засыпки по сравнению со сводчатыми и существующие сооружения городского подземного хозяйства могут быть оставлены над перекрытием тоннеля без перекладки, а проектируемые смогут быть проложены без дорогих дополнительных устройств.

При значительной высоте засыпки, достигающей 5 м и более, а также при отсутствии подземных сооружений сводчатое железобетонное перекрытие даёт



Фиг. 127

экономичное решение перекрытия, в особенности для широких тоннелей, что подробнее будет изложено ниже.

Как правило, очертание граней боковых стен тоннеля делается вертикальным, и, как показал опыт, всякое другое очертание как наружной, так и внутренней поверхности стены значительно усложняет работы по их сооружению.

Конструкция тоннеля в основании сооружения всегда замы-

кается лотком-фундаментом. Лоток служит для укладки верхнего строения пути и устройства дренажа для отвода воды в специальные перекачки.

При высоком уровне грунтовых вод лоток также предназначается для защиты гидроизоляции от прорыва её гидростатическим давлением, для чего концы лотка жёстко связываются с подошвами боковых стен, что заставляет лоток работать как балку в поперечном направлении тоннеля.

Последнее обстоятельство чрезвычайно важно при закладке тоннелей на грунтах средней плотности, так как сплошной и жёсткий лоток-фундамент позволяет значительно снизить величину максимального давления на основание сооружения.

Лоток тоннеля делается или в виде сплошной плоской плиты (фиг. 4) или в виде обратного свода (фиг. 127).

Конструкция тоннельной обделки может быть выполнена из основных строительных материалов—каменя, бетона, железобетона, металла или комбинации из этих материалов.

Существует большое количество конструкций тоннельной обделки, причём применение того или иного типа зависит от ряда причин, из которых габариты тоннеля, а также геологические и гидрогеологические условия играют наиболее важную роль.

В начале развития тоннельной техники конструкция тоннельной обделки выполнялась из камня или бетона и потому она характерна крупными размерами основных элементов.

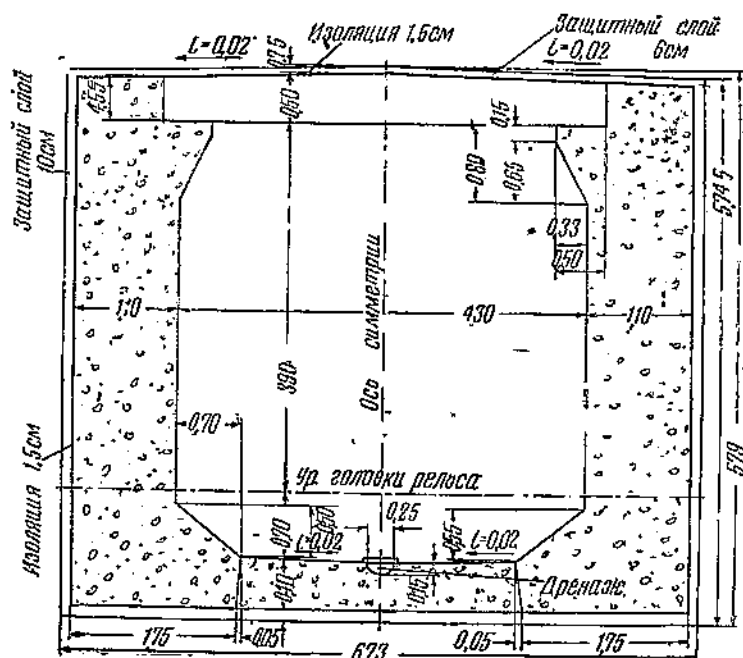
В дальнейшем большое распространение получили железобетонные и металлические конструкции, что позволило значительно сократить размеры котлованов и уменьшить расход основных материалов на конструкцию сооружения.

В последнее время, кроме монолитного железобетона, стали применять сборные железобетонные конструкции, но пока только для тоннелей малых габаритов. Несомненно, что этот вид конструкций найдёт себе большое применение и для тоннелей больших габаритов.

2. Однопутные тоннели

Конструкция тоннеля, изображённого на фиг. 128, состоит из плоского железобетонного перекрытия в виде плиты, бетонных стен и бетонного плоского лотка.

Плоское перекрытие в виде железобетонной плиты при пролёте в свету до 5 м (ширина тоннеля) экономичнее ребристого перекрытия, высота которого в 1,5—2 раза больше толщины сплошной плиты, так как при сравнительно небольшом пролёте и тяжёлой нагрузке на 1 м² перекрытия решающую роль при определении высоты рёбер играют главные скалывающие напряжения.

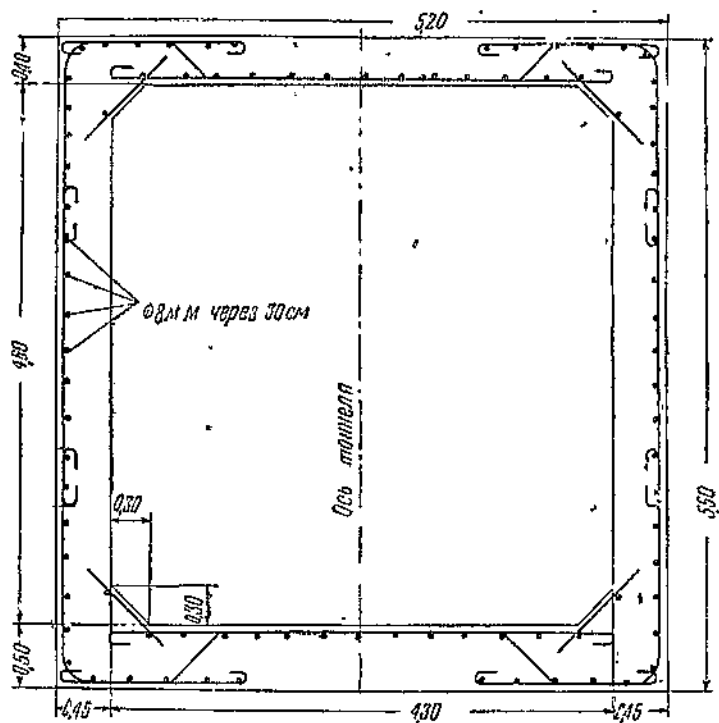


соль эта служит как для уменьшения свободного пролёта перекрытия, так и для создания изгибающего момента от опорной реакции перекрытия, приложенного с эксцентриситетом к оси стенки.

Из последующего рассмотрения статического расчёта стен ясно, что этот момент играет положительную роль для уменьшения толщины стен, так как он вызывает в стенке деформации изгиба, противоположные по знаку действию основных сил давления грунта за боковыми стенами.

Рассматриваемый тип конструкции применим при плотных грунтах в основании сооружения и поэтому стены непосредственно опираются на грунт. Обычно ниже уровня головки рельсов стена уширяется и развивается в башмак, создающий необходимую площадь в соответствии с допускаемым давлением на грунт.

Вне зависимости от результатов расчёта толщина боковых бетонных стен для однопутных тоннелей подземных железных дорог назначается не менее 50 см.



Фиг. 129

Объясняется это тем, что необходимо помимо прочности конструкции создать тоннельную обделку, имеющую достаточную массу для уменьшения её вибрации (сотрясения) от проходящих в тоннеле поездов.

Лоток-фундамент делается из бетона. Для отвода воды в дренажные трубы, уложенные вдоль оси пути, верхней поверхности лотка придают поперечный уклон в 2—3‰.

Для создания лотку опоры в случае его работы на гидростатическое давление сопряжение плоского бетонного лотка с подошвой стены производится под некоторым углом в вертикальной плоскости.

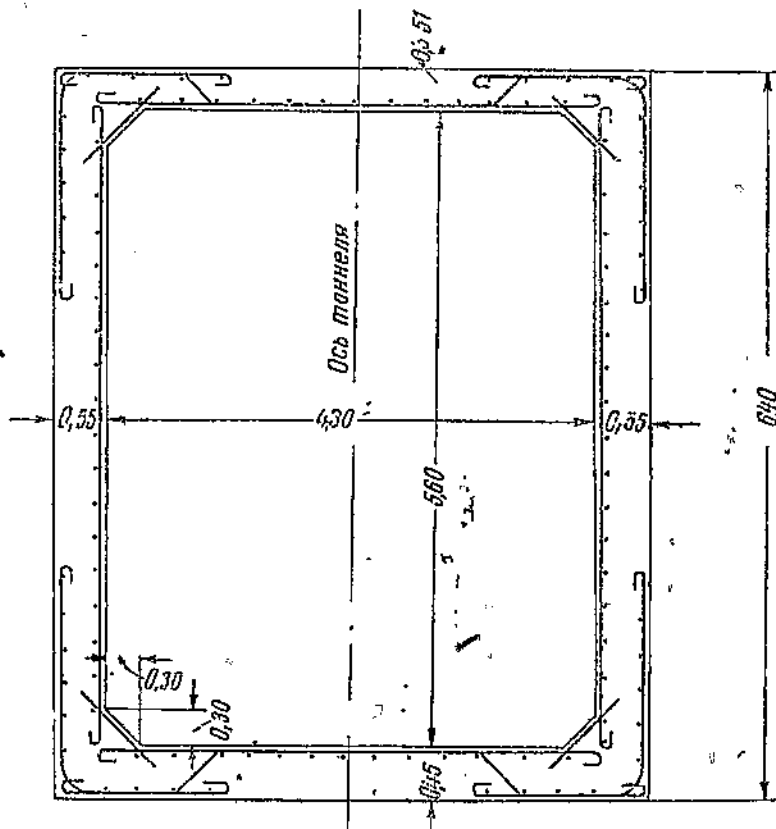
Вообще же плоский бетонный лоток может быть осуществлён только в том случае, когда грунты под подошвой тоннеля достаточно плотны и горизонт грунтовых вод стоит на незначительной высоте от дна котлована (до 2 м), и следовательно, гидростатическое давление на лоток незначительно.

При полном отсутствии грунтовых вод всё же необходимо устраивать бетонный лоток для уменьшения влияния вибрации, причём при устройстве пути для

поездов на жёстком основании из бетона толщина лотка может быть принята в 20 см и при щебёночном основании в 40 см.

Приведённый тип конструкции имеет значительный расход бетона на 1 пог. м сооружения и применим при траншейно-колодезном способе производства работ, где излишний расход материалов окупается удобством работ по устройству изоляции тоннеля вследствие отсутствия арматуры в конструкции стен тоннеля.

На фиг. 129 и 130 представлены конструкции тоннелей в виде замкнутых сплошных железобетонных рам с прямолинейными элементами.



Фиг. 130

Первая рама (фиг. 129) применяется при высоте засыпки земли над перекрытием в 3 м; вторая рама (фиг. 130) имеет увеличенную на 1 м высоту тоннеля, что уменьшает высоту засыпки до 2 м.

Отсюда можно сделать вывод, что не всегда следует строго придерживаться заданной высоты габарита, так как увеличение высоты тоннеля может дать даже уменьшение стоимости его сооружения.

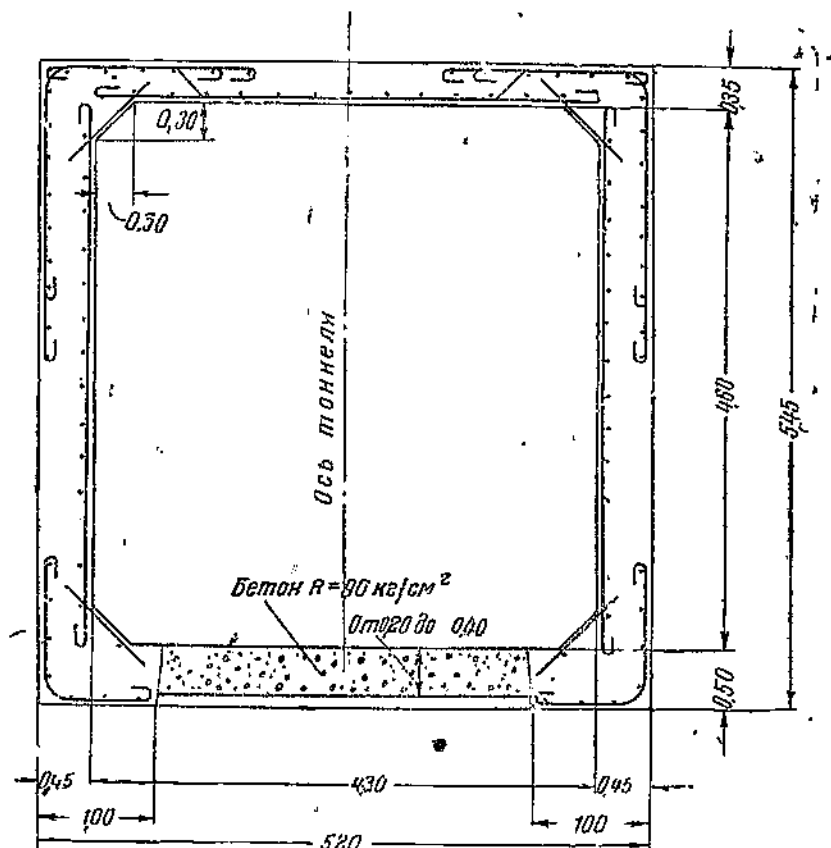
Плоская железобетонная рама применима для сооружения тоннелей в открытых котлованах при любой нагрузке и в особенности рациональна при рыхлых — значительно сжимаемых основаниях, так как благодаря своей жёсткости способна противостоять значительным просадкам грунта оснований.

Следующий возможный вид конструкции однопутного тоннеля изображён на фиг. 131 в виде сплошной незамкнутой железобетонной рамы с прямолинейными элементами и бетонным лотком. Конструкция эта применима при отсутствии грунтовых вод при сооружении тоннеля в открытых котлованах. Толщина бетонного лотка может быть от 20 до 40 см в зависимости от типа верхнего строения пути.

Находят также применение тоннели в виде замкнутой сплошной железобе-

тонной рамы с криволинейным верхним ригелем (фиг. 132). Это наиболее экономичная конструкция по расходу бетона; применима она в любых гидрогеологических условиях при сооружении тоннеля в открытых котлованах. Внутреннее очертание этой рамы построено по габариту подвижного состава, в результате чего увеличение общей высоты тоннеля по оси сооружения составляет только 10 см по сравнению с плоским перекрытием.

При сооружении сводчатых перекрытий следует обращать особое внимание на устройство бетонного защитного слоя наверху оклеечной гидроизоляции.



Фиг. 131

Под влиянием больших растягивающих усилий, возникающих в сечениях защитного слоя от засыпки земли над сводом, тонкая корка бетонной защиты разрушается и происходит сползание защитного слоя по изоляции.

Перемещение разрушенной бетонной корки по наклонной поверхности влечёт за собой разрыв гидроизоляции, восстановление которой связано с большими затратами.

Предохранить бетон от разрушения может хотя бы лёгкое его армирование сеткой, способной полностью воспринять растягивающие усилия, возникающие в сечениях защитного слоя.

Наконец, для однопутных тоннелей применим ещё один вид конструкции (фиг. 133), который имеет плоское перекрытие в виде сплошной плиты, свободно лежащей на опорах-стенках. Последние могут быть как из бетона, так и из армированного бетона; возводятся они на плоском железобетонном лотке.

Сплошная плита перекрытия, как уже отмечалось выше, более экономична, чем ребристое перекрытие, при небольшой ширине тоннеля. Что же касается стен, то для уменьшения их толщины они армируются с внутренней стороны одиночной арматурой, а двойная арматура ставится внизу стены из тех соображений, что

у нижней опоры стенки могут возникать значительные растягивающие напряжения с наружной её стороны.

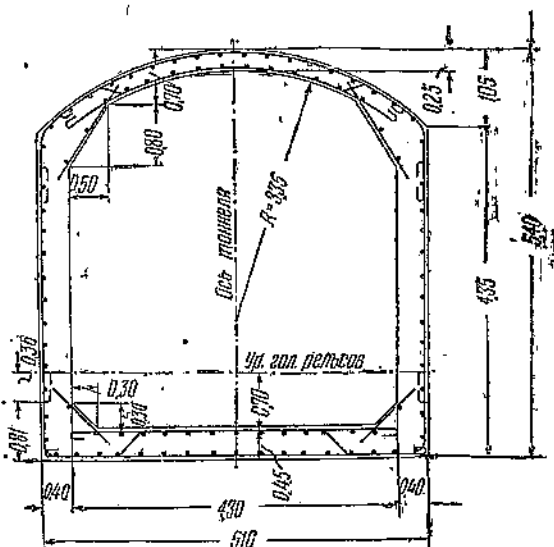
При большом горизонтальном давлении железобетонные стены экономичнее чисто бетонных, так как дают уменьшение бетона на 20—40% при сравнительно небольшом расходе железа.

Однако в том случае, когда за стенами имеются грунты с углом внутреннего трения более 30° и когда отсутствует гидростатическое давление, чисто бетонные стены получаются более экономичными.

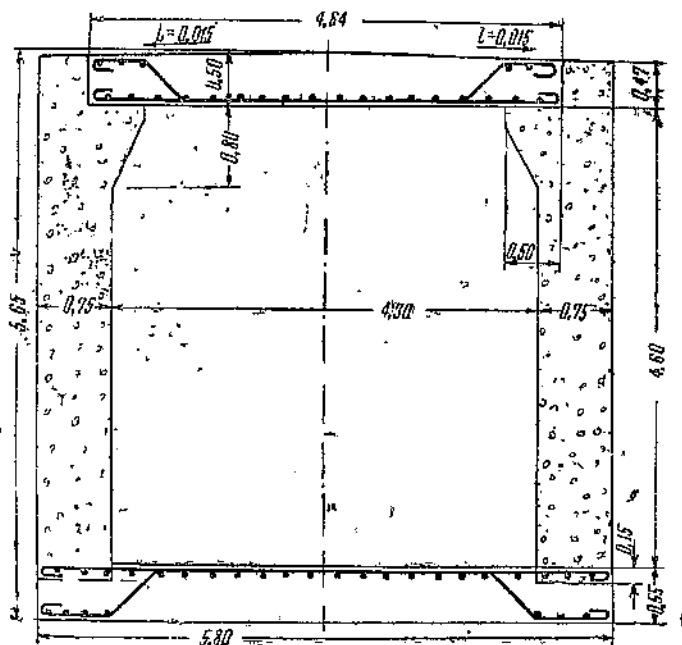
В лотке, представляющем собой железобетонную плиту, для предохранения подошвы стены от скольжения по поверхности лотка по краям последнего устраиваются продольные пазы глубиной около 15 см, которые и являются упорами для стен:

Описанная конструкция неэкономична, в особенности для тоннелей небольших габаритов; она имеет расход бетона на 1 пог. м сооружения в $14,0 \text{ м}^3$ (при бетонных стенах), что почти в два раза больше расхода бетона на замкнутую сплошную раму при примерно равном расходе железа.

Несмотря на относительно высокую стоимость конструкции, последняя имеет довольно большое распространение вследствие удобства выполнения работ по



Фиг. 132



Фиг. 133

устройству гидроизоляции и бетонированию отдельных, не связанных между собой элементов, в особенности при многоярусном креплении котлована.

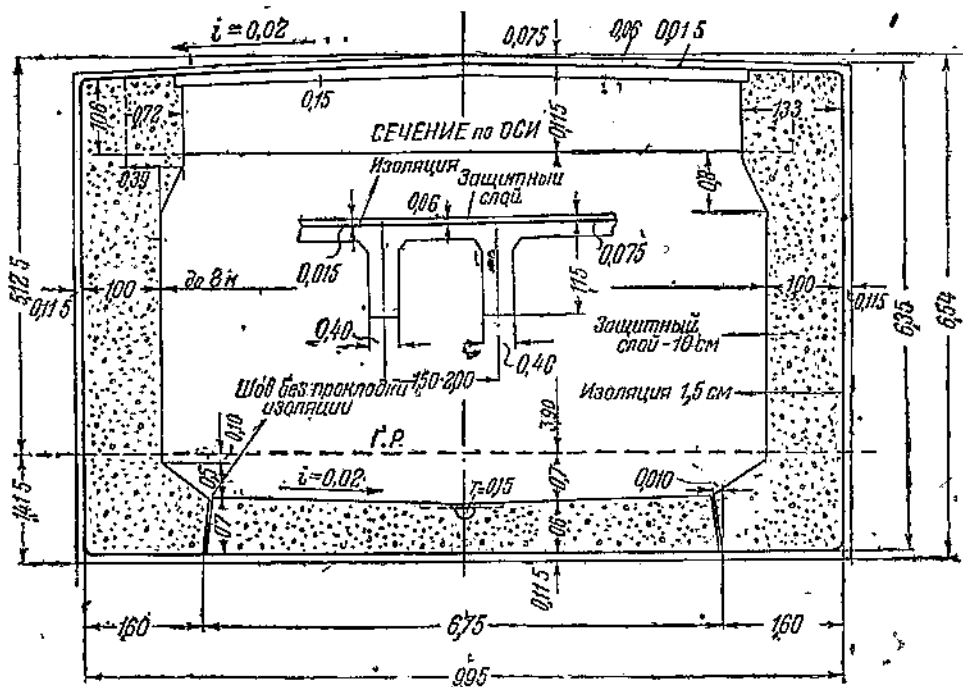
Данная конструкция во всех четырёх узлах сопряжения отдельных её элементов имеет шарниры и, следовательно, является геометрически изменяемой системой, и устойчивость её обеспечивается действием двух равных и противоположных по знаку сил давления грунта на боковые стенки.

3. Двухпутные тоннели

Двухпутный тоннель, изображённый на фиг. 134, в основном представляет собой ту же конструкцию, что и однопутный тоннель, за исключением лишь перекрытия, которое для больших отверстий его (ширина тоннеля) более экономично в виде ребристого перекрытия.

Расстояние между осями рёбер перекрытия выбирается из условия минимального расхода материалов на конструкцию перекрытия.

Конструкция данного вида применима, когда в основании сооружения имеются плотные грунты и гидростатическое давление незначительно (горизонт грунтовых вод не выше 2 м от дна котлована). При слабых грунтах в основании лоток дол-



Фиг. 134

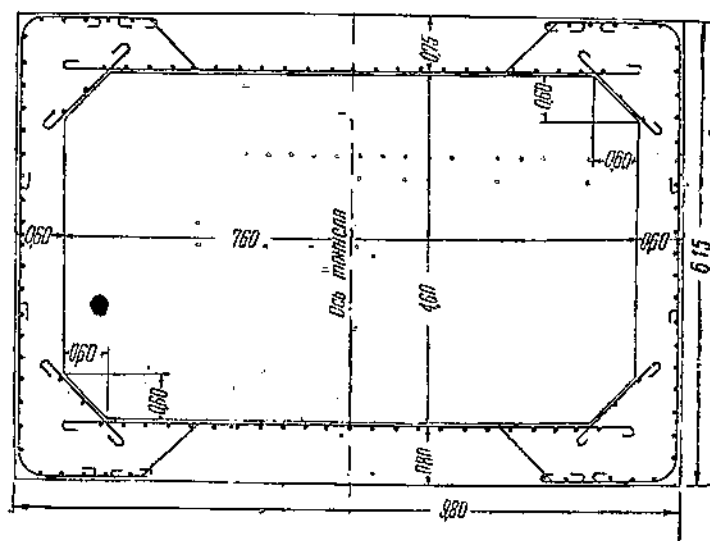
жен выполняться из железобетона, тогда получается конструкция, полностью (за исключением, конечно, перекрытия) аналогичная однопутному тоннелю, изображенному на фиг. 133.

Для создания достаточной массы тоннельной обделки, парализующей вибрацию от движения поездов, боковые бетонные стены и бетонный лоток должны быть не менее следующих размеров:

- б) лоток при жёстком основании из бетона не менее 30 см, а при щебёночном балласте — не менее 50 см.

Замкнутая сплошная железобетонная рама с прямолинейными элементами (фиг. 135) во всём аналогична такой же раме для однопутного тоннеля (фиг. 129). При многоярусной системе крепления котлована железобетонная рама значительно уступает по удобству производства работ предыдущей конструкции тоннельной обделке с бетонными стенами.

Кроме того, при больших пролётах тоннель с боковыми бетонными стенами по расходу материалов может быть несколько экономичнее замкнутой рамы, о чём свидетельствует табл. 8, в которой показаны расходы материалов на данные конструкции тоннельной обделки. Из этой таблицы следует, что первая конструкция при угле внутреннего трения в 30° и более и высоте засыпки земли над



Фиг. 135

перекрытием от 2 до 5 м имеет почти такой же расход бетона, как и вторая, а расход железа на рамную конструкцию возрастает на 80%.

Таблица 8

Угол внутреннего трения	Высота засыпки над перекрытием	Тип конструкции	Расход бетона в м ³	Сравнительный расход бетона в м ³	Расход железа в кг	Сравнительный расход железа в кг	Максимальные напряжения на грунт в кг/см ²
30°	2	I	20,4	1,00	705	1,00	1,69
		II	19,7	0,96	1 254	1,78	1,02
	3	I	22,1	1,00	805	1,00	1,90
		II	21,5	0,97	1 425	1,77	1,27
	5	I	25,8	1,00	1 070	1,00	2,23
		II	25,9	1,00	1 945	1,82	1,74
20°	2	I	23,7	1,00	705	1,00	1,78
		II	19,7	0,83	1 190	1,69	1,02
	5	I	29,4	1,00	1 070	1,00	2,32
		II	25,9	0,88	1 530	1,43	1,74

Объёмный вес грунта $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$.

При угле внутреннего трения менее 20° лучшие показатели даёт железобетонная замкнутая рама, в которой расход бетона меньше на 15% (4 м³ на 1 пог. м тоннеля) и расход железа больше только на 50%.

Последняя графа таблицы даёт представление о преимуществах замкнутых железобетонных рам, сооружаемых на слабых основаниях. Максимальное напряжение на грунт благодаря изгибающим моментам в нижних узлах рамы, выравнивающим эпюру реакции грунта, уменьшается в 1,5 раза. Дальнейшим улучше-

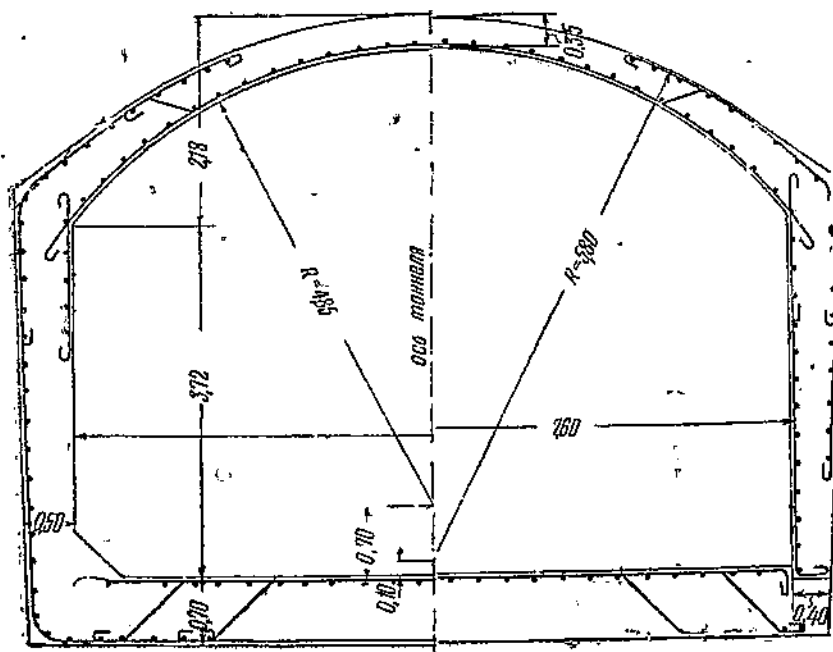
нием конструкции тоннеля большого габарита является та же замкнутая сплошная рама, но с криволинейным верхним ригелем (фиг. 136 — левая часть), позволяющая значительно сократить расход бетона и арматуры на всю конструкцию тоннельной обделки (табл. 9).

Таблица 9

Сравнение расхода основных материалов на конструкции двухпролетного тоннеля

Показатели	Тип 1	Тип 2	Тип 3
Расход железа в кг	1 324	920	1 071
Расход бетона в м ³	19,90	16,0	14,15
Объем земляных работ (обратная засыпка) в м ³	21,6	21,95	22,1
Объем земляных работ (выемка) в м ³	75,7	73,9	73,2
Максимальное напряжение на грунт в кг/см ²	1,50	1,32	1,77

Недостатком является то обстоятельство, что даже при незначительной стреле подъема сводчатого перекрытия тоннеля (в данном случае 1,83 м) получается уменьшение высоты засыпки по оси тоннеля в 0,55 м при внут-



Фиг. 136

реннем очертании конструкции строго по габариту приближения строений. Увеличение общей строительной высоты тоннеля может привести к тому, что для осуществления сводчатого перекрытия тоннеля, прокладываемого в черте города, придется прибегнуть к дополнительной перекладке городских подземных сооружений.

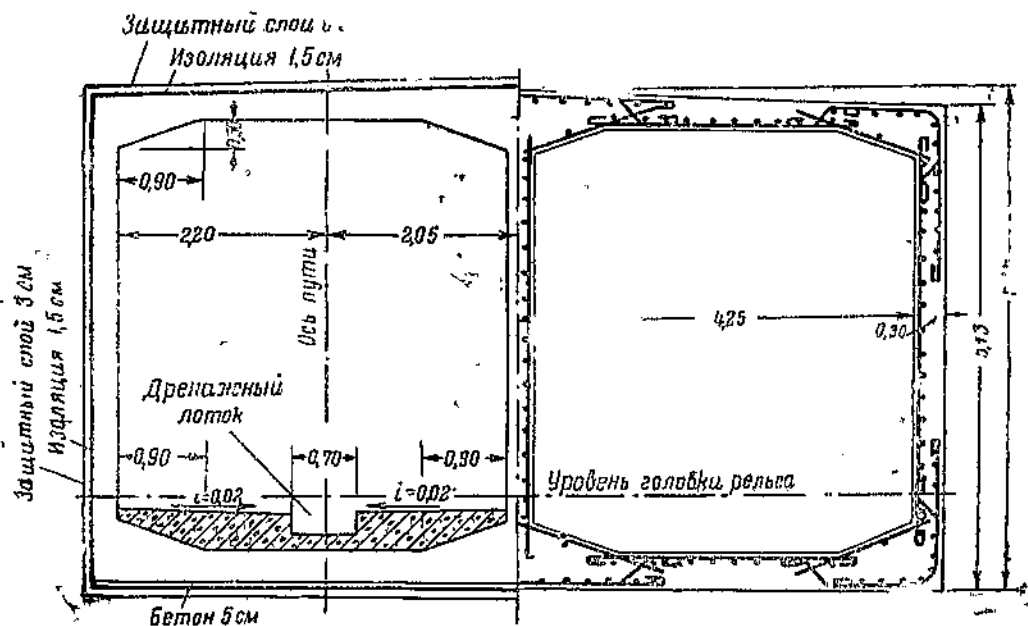
Изображенная на фиг. 136 (правая часть) сплошная железобетонная рама с криволинейным ригелем, не связанная арматурой с железобетонным плоским лотком, в виде сплошной плиты, также может найти своё применение для тоннелей больших габаритов и дать некоторую экономию в бетоне.

Замкнутая сплошная двухпролетная железобетонная рама (фиг. 137) имеет среднюю опору в виде идущей по оси междупутья железобетонной стенки. В этой

средней стенке через каждые 3 м друг от друга имеются проёмы высотой 2,00 м и шириной 1,20 м. Проёмы служат как для сообщения между путями, так и нишами-убежищами для служебного персонала. Помимо своего прямого назначения проёмы эти уменьшают также расход бетона.

Этот двухпутный тоннель является весьма рациональным и даёт большую экономию в материалах: так, на 1 пог. м тоннеля расход бетона (при той же высоте засыпки, что и для остальных приводимых здесь типов конструкции, равен 10 м³ и расход железа составляет 600 кг.

При устройстве средней стенки общая ширина тоннеля несколько увеличивается, но вследствие того, что стенка имеет частые проёмы, габарит приближения средней стенки может быть сокращён на 27,5 см.



Фиг. 137

В результате этого ширина котлована для данной конструкции увеличивается против однопролётного решения не более как на 50 см, что, конечно, полностью окупается экономией на основных строительных материалах.

В отношении толщины элементов конструкции железобетонных рам надо сделать ту общую для них оговорку, что независимо от результатов расчёта толщина элементов должна быть назначена: для однопутных тоннелей не менее 30 см, для двухпутных не менее 40 см, а что касается лотков, то последние лучше устраивать в первом случае толщиной в 40 см и во втором случае — не менее 50 см.

4. Раструбы

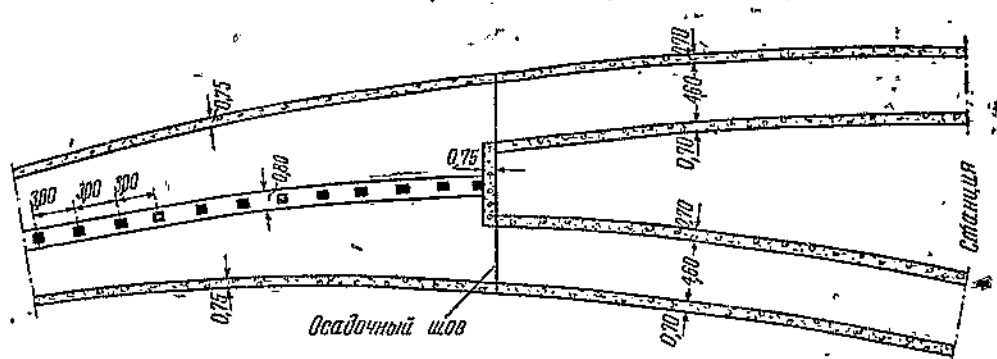
Расстояние между осями путей на станциях с островной платформой гораздо шире, чем то же расстояние в двухпутном тоннеле.

В силу этого обстоятельства для соединения путевого тоннеля со станцией устраивается переходный раструбный участок, в котором пути могут располагаться либо в двух самостоятельных однопутных тоннелях, примыкающих непосредственно к станции (фиг. 138), либо располагаться в одном тоннеле с возрастающей шириной (фиг. 139).

Раструбы из двух однопутных тоннелей благодаря значительной экономии получили большое распространение, что и видно из сравнительной таблицы объёма работ и расхода материалов на конструкции раструбов с двумя однопутными тоннелями и в общих котлованах при ширине платформы станции в 10 м.

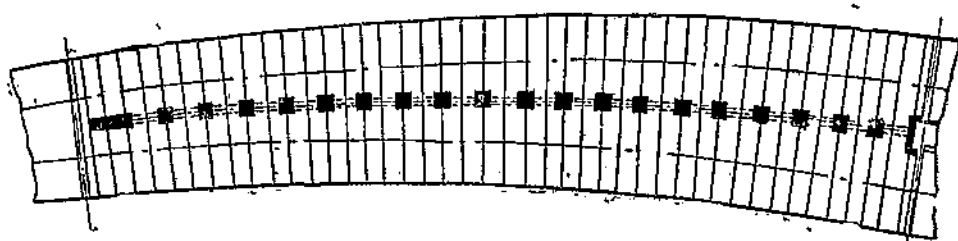
Расход материалов на различные виды раструбов

Материалы и виды работ	Раструбы		Экономия
	в общем кот-ловане	из двух однопутных тоннелей	
Бетон и железобетон в м ³ . . .	5 408	4 462	946
Железо в т	126	59	67
Гидроизоляция в м ²	5 580	4 870	710
Земляные работы в м ³	25 400	17 000	8 400



Фиг. 138

Для раструбов в виде однопутных тоннелей могут быть применены конструкции всех видов, описанных выше для путевых тоннелей. При устройстве раструба в виде постепенно уширяющегося тоннеля в расширенных частях его для умень-



Фиг. 139

шения сечений элементов конструкции перекрытия и лотка устраиваются отдельные опоры в виде железобетонных или металлических колонн.

5. Тоннели-тупики

Тоннели подземных железных дорог, служащие для оборота и отстоя поездов, носят название тупиков и включают, как правило, четыре пути, из которых два средних являются собственно тупиковыми путями, а два крайних — транзитными. При расположении в тоннеле четырёх путей общая ширина его достигает 20—25 м; для облегчения перекрытия и лотка в междупутьях устанавливаются продольные ряды колонн.

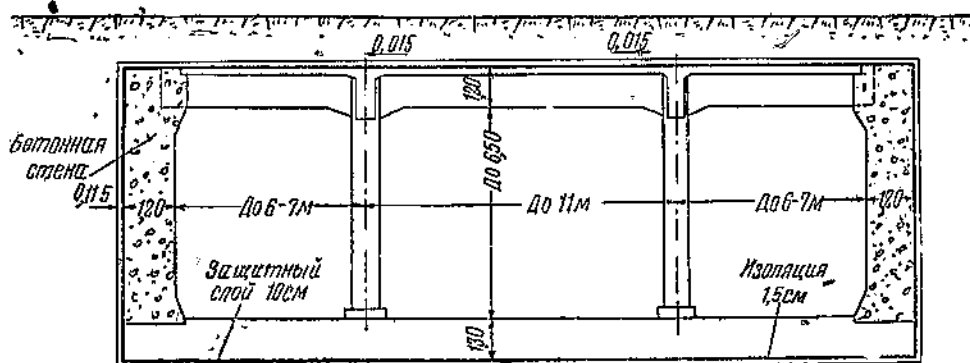
Учитывая необходимость тщательного осмотра вагонов и производства небольшого текущего ремонта, под двумя средними тупиковыми путями устраиваются продольные неглубокие каналы, называемые смотровыми ямами.

Кроме того, для возможности детального осмотра крыши вагона высота тоннеля увеличивается на 1—1,5 м против габарита приближения строений на перегонах, что даёт возможность прохода человека по крыше вагона. Тоннели-тупики по своему конструктивному решению могут быть нескольких видов, описываемых ниже.

Конструкция, показанная на фиг. 140, имеет железобетонное ребристое многопролётное перекрытие, бетонные стены и лоток-фундамент в виде сплошной плиты.

Такая конструкция аналогична тем путевым тоннелям, у которых основные элементы в узлах соединены шарнирно.

Перекрытие устраивается ребристым двухпролётным и трёхпролётным — в зависимости от возможности расположить между путями один или два ряда продольных колонн. В пределах расположения съезда, где укладываются крестовины, на некотором небольшом участке тупиков по условиям габарита приближения строений возможен только один ряд колонн, а на всём-остальном протяжении тупиков (200—300 м) обычно размещаются два ряда колонн, идущих



Фиг. 140

между транзитными и тупиковыми путями. Таким образом, два средних тупиковых пути не имеют между собой колонн, что очень удобно в эксплуатационном отношении, но зато пролёты перекрытия достигают здесь величины 9—10 м.

Боковые стены в описываемом типе конструкции могут быть или чисто бетонными или железобетонными, причём в силу большой своей высоты армированные стены экономичней бетонных, даже при сравнительно небольшом горизонтальном давлении.

Конструкция лотков может быть выполнена или в виде сплошной плиты (фиг. 140) или в виде обратного свода (фиг. 141), причём в отношении последней конструкции действительны все ранее сделанные замечания для путевых тоннелей.

Что же касается конструкции лотка в виде сплошной плиты, то последняя может быть выполнена двояко (приводимые ниже конструкции относятся ко всем тоннельным сооружениям — тупикам, раструбам, станциям и пр., имеющим промежуточные опоры в виде продольных рядов колонн).

Первая конструкция лотков состоит из поперечных, по отношению к продольной оси сооружения, прогонов — балок, идущих только под колоннами. Прогонны своими концами подводятся под боковые стены тоннеля. Между балками устраивается сплошная плита, жёстко связанная с балками, таюже уходящая своими краями под боковые стены. В результате получается система ребристого перекрытия на упругом основании, поперечные рёбра которого, как правило, обращены в сторону тоннеля, а не в грунт. Это делается из соображений удобства производства работ; при повороте рёбер в сторону грунта усложняются земляные и гидроизоляционные работы, которые приходится вести по ломаной поверхности.

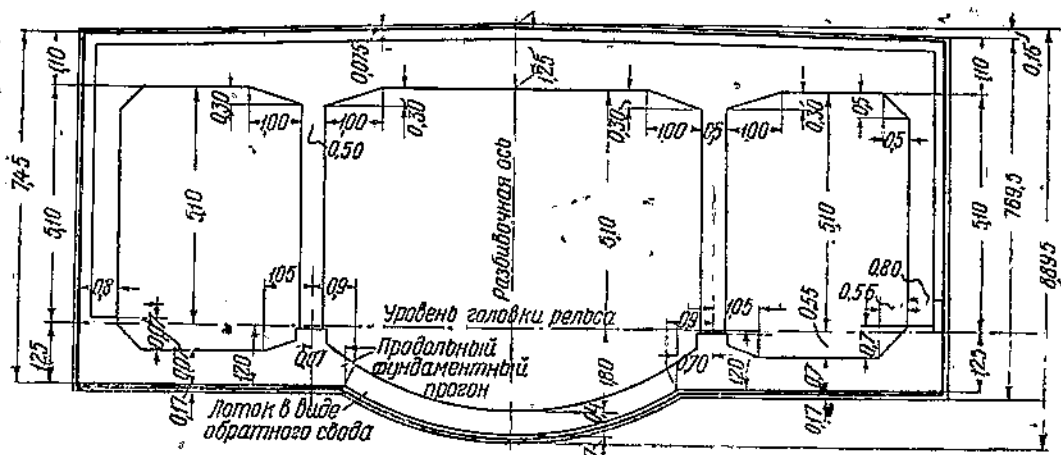
Но в то же время расположение поперечных рёбер внутрь тоннеля создаёт другие отрицательные явления, связанные как с устройством балласта,

так и отводом воды вдоль лотка тоннеля в специальные дренажные перекачки.

Во избежание этого плита между рёбрами делается такой же высоты, что и поперечные рёбра; хотя это и значительно удорожает конструкцию, но окупается тем, что как верхняя, так и нижняя грань лотка получают очертание по гладким поверхностям.

Данная система конструкции полностью себя оправдывает, когда в основании сооружения имеются грунты весьма неоднородного строения, в особенности в продольном направлении. Она представляет собой очень жёсткую конструкцию, способную противостоять неравномерным просадкам поперечных рядов колонн в пределах одного отсека тоннеля, т. е. между двумя осадочными швами.

Необходимо отметить, что система этой конструкции рассчитывается: поперечные рёбра — как балки на упругом основании под действием сосредоточенных грузов от давления колонн, а плита между рёбрами — как многопролётная



Фиг. 141

балка на равномерную нагрузку, равную всей нагрузке на основание тоннеля, поделённой на всю площадь лотка. Такой расчёт является приближённым (в части расчёта плиты) и им пользуются вследствие отсутствия методов точного расчёта пространственной системы конструкции на упругом основании.

Вторая конструкция лотков состоит из продольных прогонов — балок, идущих под продольными рядами колонн, и плиты между боковыми стенами и продольными прогонами; плита в этом случае назначается толщиной строго по результатам статического расчёта.

Преимущество второго вида конструкции перед первым заключается в том, что ребро жёсткости направлено вдоль сооружения (между путями), не мешая устройству пути и отводу воды.

Сравнение показало, что последняя система значительно экономичнее первой и имеет большое применение. Что же касается высказанного выше соображения о преимуществах первой системы в случаях неоднородных грунтов, то, применяя вторую систему, можно уменьшить длину отсека, устроив на границах грунтов с разным коэффициентом постели дополнительный осадочный шов.

Статический расчёт системы сводится к рассмотрению продольного ребра как многопролётной балки на равномерную реакцию грунта интенсивностью, равной давлению колонны, поделённому на расстояние между колоннами в продольном направлении.

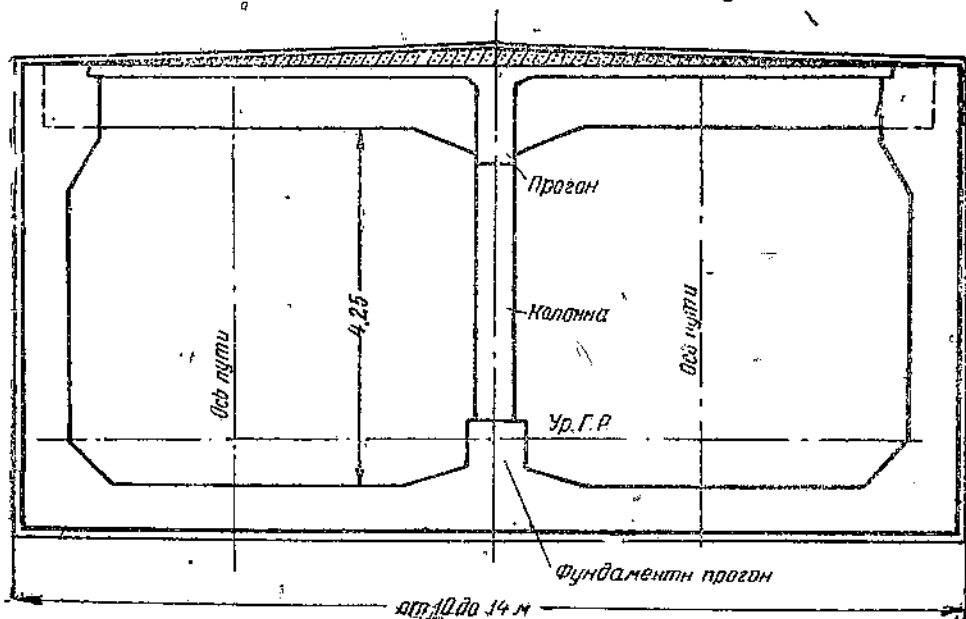
Таким образом, в идее получается, что прогон служит для равномерного распределения сосредоточенной нагрузки от колонн вдоль тоннеля, что и позволяет любой погонный метр поперечной плиты рассматривать в равных условиях, рассматривая его как балку на упругом основании, нагружённую по линии колонн

На фиг. 143 (левая часть) представлена замкнутая сплошная рама с криволинейным ригелем и плоским лотком, а на фиг. 143 (правая часть) — то же со сводчатым лотком.

Конструкция состоит из железобетонного лотка и рам со сплошными стенами, плоским наклонным перекрытием в крайних пролётах и сплошным криволинейным в среднем пролёте.

Колонны в продольном направлении расставляются через 2,5—3 м одна от другой и соединяются между собой невысоким прогоном. Распор от свода воспринимается металлическими затяжками из двух швеллеров, располагаемых через 5—6 м один от другого.

Эта конструкция является весьма рациональной: боковые стены по высоте доведены почти до габарита тоннеля на перегонах, что для транзитных путей вполне допустимо. Перекрытие в крайних пролётах имеет сплошную плиту, что, как указывалось уже выше, при пролёте в 5—6 м весьма экономично. Средний



Фиг. 144

большой пролёт перекрыт сплошным сводом, что, конечно, возможно лишь при достаточной засыпке земли над шельгой свода. Благодаря сплошным сечениям всех элементов значительно упрощается как опалубка, так и бетонирование.

На фиг. 144 представлена конструкция тоннеля с одним продольным рядом колонн, расположенным в междупуты. В водоносных грунтах стены и лоток связываются воедино, образуя $\square$ -образную железобетонную раму, рассчитываемую в поперечном направлении тоннеля с учётом упругого основания.

При большой ширине тоннеля перекрытие устраивается ребристым, свободно опёртым на крайних опорах — стенах тоннеля.

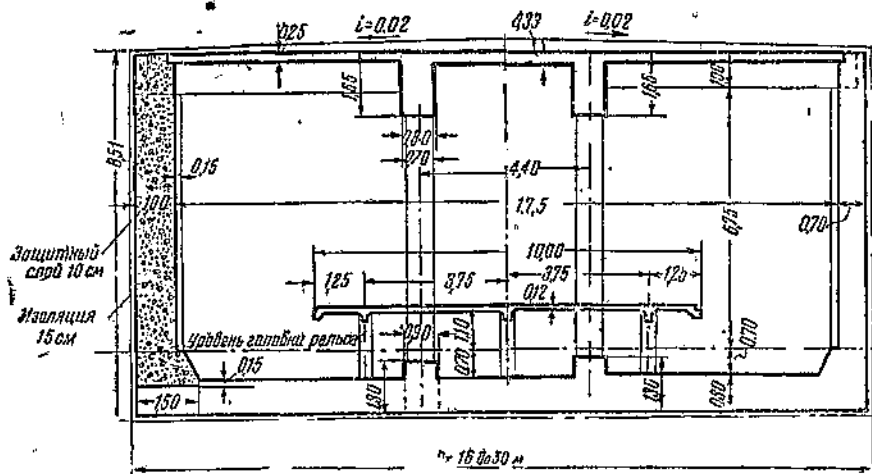
При пролётах перекрытия менее 5 м большое преимущество представляет конструкция перекрытия в виде двухпролётной сплошной плиты, аналогичной конструкции лотка, что образует замкнутую железобетонную раму.

6. Станции

Станции по своей конструкции в общем аналогичны тоннелям описанных выше тупиков, но имеют специальные сооружения, из которых основными являются пассажирская посадочная платформа и распределительные подземные аванзалы.

Когда посадочная платформа располагается по оси сооружения и пути проходят с двух её сторон около боковых стен, то такая платформа называется «островной» (фиг. 145). Эта платформа даёт возможность пассажиру выбрать любое направление движения при нахождении его уже на самой платформе. Когда же посадочные платформы располагаются по бокам, а пути проходят по середине тоннеля, то такие платформы называются «боковыми», они заставляют пассажира уже в пределах распределительного аванзала выбрать необходимое ему направление движения, так как ошибочный путь приведёт к затрате времени на обратный переход с одной боковой платформы на другую.

Полы распределительных аванзалов — подземных вестибюлей — располагаются на уровне соединительных коридоров с надземными вестибюлями и сообщаются с посадочными платформами широкими лестницами. Как правило, аванзалы располагаются в торцах станции, что освобождает платформу от излишних строений, создавая богатую перспективу станционному залу.



Фиг. 145

Не вдаваясь в рассмотрение преимуществ той и другой схемы станции как с точки зрения эксплуатации, так и архитектуры, отметим, что по конструктивным и строительным качествам обе эти системы почти равноценны.

В основу проектирования каждой станции кладётся прежде всего необходимость создания максимальных удобств для пассажира. Исходя из этого, посадочную платформу стремятся как можно больше приблизить к поверхности улицы, обеспечивая при этом как достаточную высоту станционному залу, так и необходимую, хотя бы минимально допустимую высоту засыпки над перекрытием.

При выполнении этих требований получают следующие генеральные размеры сооружения по вертикали: от платформы до нижней грани перекрытия 5—6 м и как максимум — 7 м. При этом от низа перекрытия до дневной поверхности остаётся обычно от 1,5 до 3,0 м. В пределах этой высоты приходится устраивать перекрытие с гидро- и теплоизоляцией и предусматривать пропуск над ним городских подземных сооружений.

Кроме того, нередко в пределах этой же высоты укладываются трамвайные пути и усовершенствованная мостовая.

Естественно, что ограниченная высота значительно усложняет вопрос о выборе конструкции перекрытия станции и в особенности аванзала, низ перекрытия которого почти всегда выше низа перекрытия самого станционного зала.

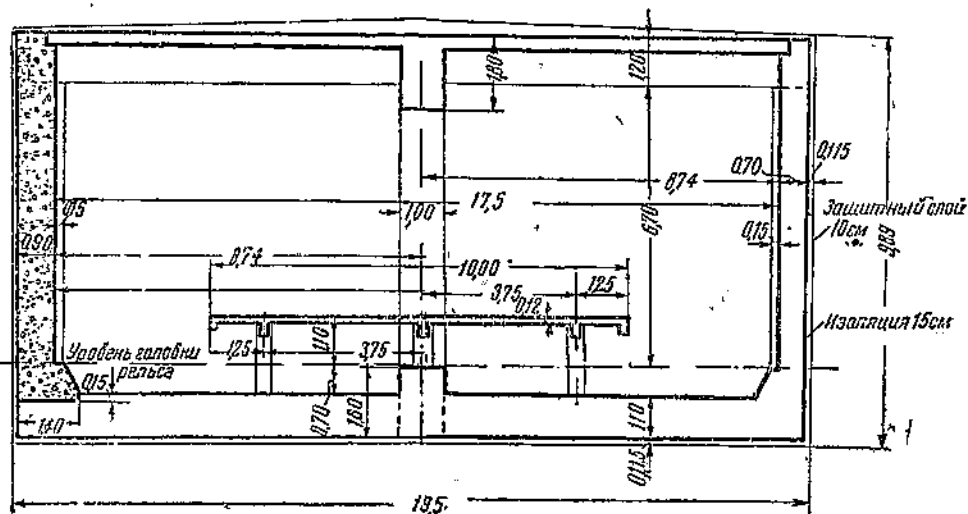
Размеры станции по ширине лимитируются шириной её платформы и колеблются в пределах от 16 до 25 м. Платформы метрополитенов по ширине бывают: островные — 8; 10; 15 м и боковые — от 4,5 м и больше. При большой ширине станций и ограниченной высоте для устройства её перекрытия появляется прямая необходимость в установке на платформе колонн (фиг. 145—146). Рас-

становка колонн в пределах платформы подчиняется главным образом задачам эксплуатации и архитектуры. Так, по эксплуатационным соображениям колонны должны отстоять от края платформы на расстоянии не менее 2,5 м для обеспечения свободного прохода у края платформы и удобства посадки пассажиров в поезд.

В то же время по архитектурным соображениям желательно ряды колонн (речь идёт о двух продольных рядах колонн) расставить на возможно большем расстоянии один от другого для создания лучшей перспективы всего станционного зала. Практика строительства ряда станций показала, что расстояние это должно быть не менее 4,5 м.

Исходя из этих минимальных пределов размещения колонн поперёк станции, видим, что ширина платформы при двух продольных рядах колонн должна быть не менее 9,5—10 м.

При ширине платформы менее 10 м постановка двух рядов колонн невозможна и даже не конструктивна; экономически более выгодна постановка одного ряда колонн по продольной оси сооружения в середине посадочной платформы.



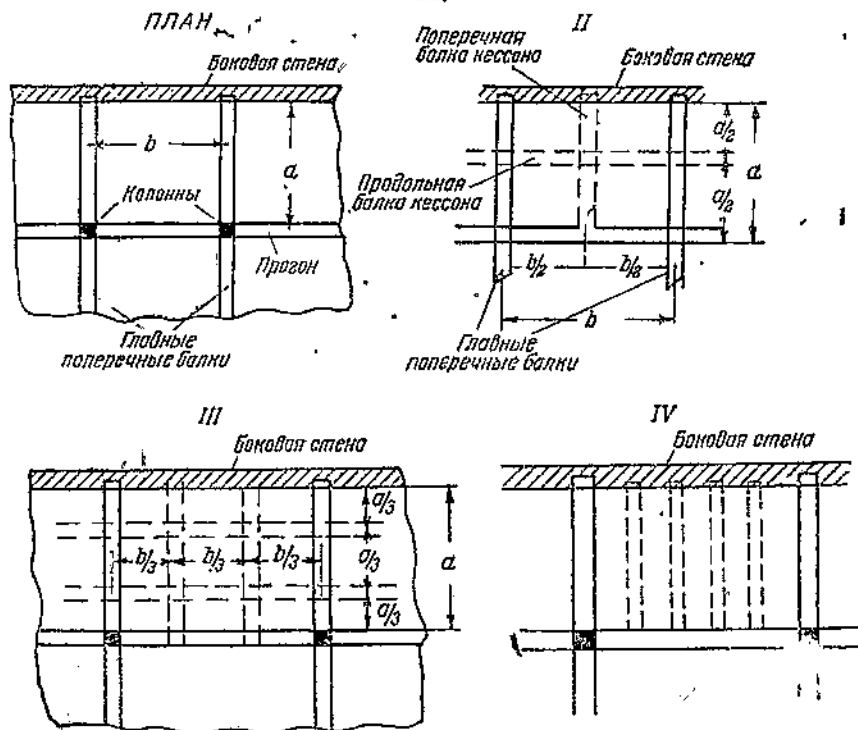
Отдельных видов плоского ребристого перекрытия существует весьма большое количество по той причине, что узор потолка создаёт свой особый архитектурный мотив для каждой станции, отличающий её от другой, подчас полностью подобной ей по основным объёмам перонного зала.

Основная сетка перекрытия всегда состоит из продольных и поперечных балок, идущих по колоннам. Эта основная сетка создаёт в крайних пролётах «кессоны» весьма внушительных размеров, нередко достигающих 7×7 м.

В объёме эти больших «кессонов» по идее архитектора, оформляющего станцию, и разбивается тот или иной узор потолка.

Наиболее часто встречающиеся системы таких перекрытий следующие (фиг. 147):

I — система большого кессона, когда основная сетка балок перекрывается сплошной плитой. Расход бетона на такую конструкцию максимальный, но зато стоимость отделки потолка минимальная;



Фиг. 147

II — система двух перекрёстных кессонных балок (в виде креста); эта конструкция более экономична, чем первая, но зато стоимость отделки возрастает;

III — та же система перекрёстных балок, что и во втором случае, но вместо одного — два креста балок. Конструкция малоэкономична и дорога в отделке и, наконец:

IV — простая ребристая система с плитой между рёбрами даёт наименьший расход бетона по сравнению с приведёнными выше, но для отделки требует штукатурки по сетке Рабица для получения плоского потолка.

Опыт постройки станций, в которых отделка потолка осуществлялась по сетке Рабица или подвесными лепными кессонами, показал, что такая отделка обходится очень дорого, а сетка Рабица быстро приобретает неопрятный вид и требует частого ремонта. Поэтому при строительстве станций метрополитена необходимо стремиться создать такую конструкцию перекрытия, которая в бетоне создала бы основные элементы архитектурного оформления потолка.

Так, на станции «Киевская» московского метрополитена плита по главным балкам сделана над путями плоской и далее — криволинейного очертания; она об-

разует в каждом квадрате колонн шесть сферических кессонов «куполов» (фиг. 148). Такое решение перекрытия станционного тоннеля не совсем конструктивно, но зато значительно упрощается отделка потолка, так как по нижним поверхностям балок никакой сложной отделки, кроме простых тяг, не имеется и в то же время потолок имеет оригинальный вид.

Гораздо лучше та же задача решена на примере перекрытия станции «Дворец Советов» (фиг. 149) того же метрополитена. Здесь всё перекрытие выполнено в виде сплошной безбалочной плиты, образующей совершенно гладкий потолок станционного зала. Простая архитектурная капитель колонн и карниз вдоль боковых стен были выполнены здесь в железобетоне и забетонированы вместе с рабочими элементами конструкции. После расчистки потолок и капители колонн лишь затирались и покрывались краской без всякой лепки и только благодаря правильному соотношению объемов станция получила прекрасный подземный зал.

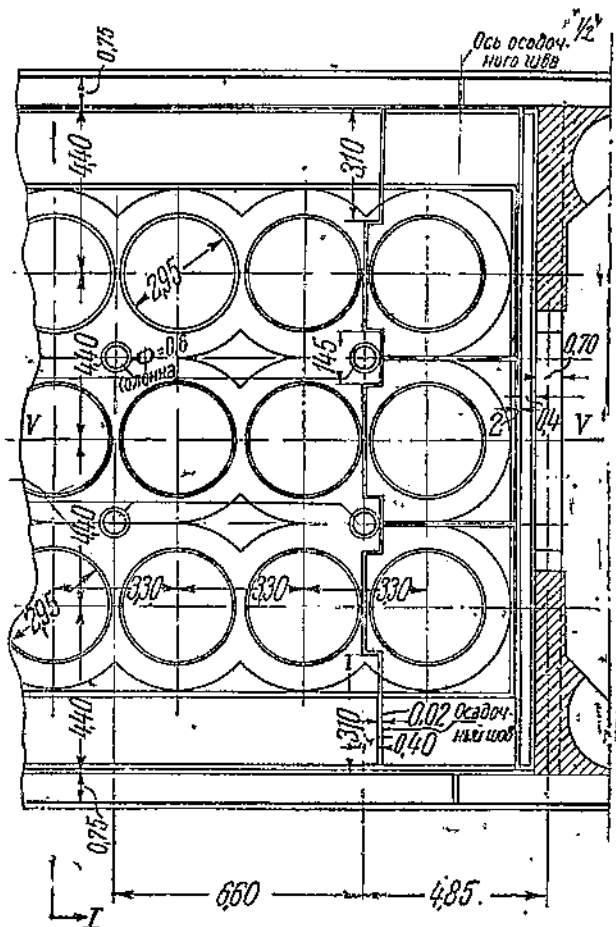
На той же станции «Дворец Советов» впервые для подземных сооружений подобного типа была применена безбалочная плита, причём сделано это было из-за необходимости дать минимальную высоту перекрытию, чтобы увеличить высоту станционного зала для создания надлежащей пропорции между высотой и огромной шириной станции (в 22 м). При этих условиях слой земли над перекрытием тоннеля оставался весьма незначительным и единственно возможным решением была безбалочная плита, которая при пролётах $7 \times 7,5$ м получилась толщиной 45 см.

Безбалочные плиты нашли также широкое применение для перекрытий распределительных аванзалов, имеющих очень часто небольшую высоту засыпки земли над верхом перекрытия.

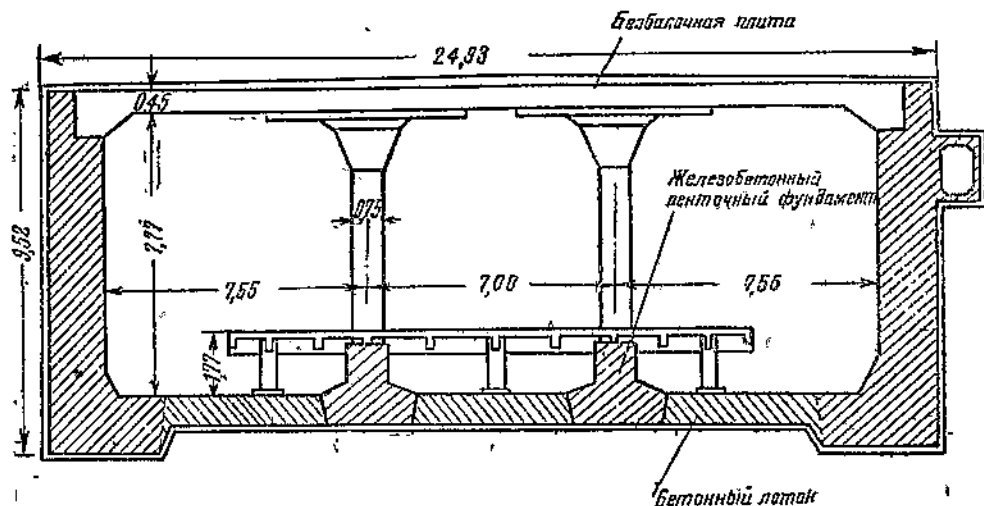
Осадочные швы в перекрытиях станций устраиваются через 40—60 м друг от друга и служат они как для обеспечения свободной осадки частей сооружения, так и для обеспечения перемещений от температурных и усадочных деформаций.

Конструкция осадочных швов может быть решена двояко: или постановкой в месте шва колонны или устройством так называемой «плиты-вкладыша», при которой шаг колонны не нарушается.

Осадочный шов в этом случае устраивается следующим образом: в том месте, где намечен шов, обычно по середине расстояния между колоннами, лоток и стена разрезаются одним сквозным швом, а перекрытие разрезается дважды у каждого поперечного ряда колонн, ближайших к осадочному шву (фиг. 150 и 151).

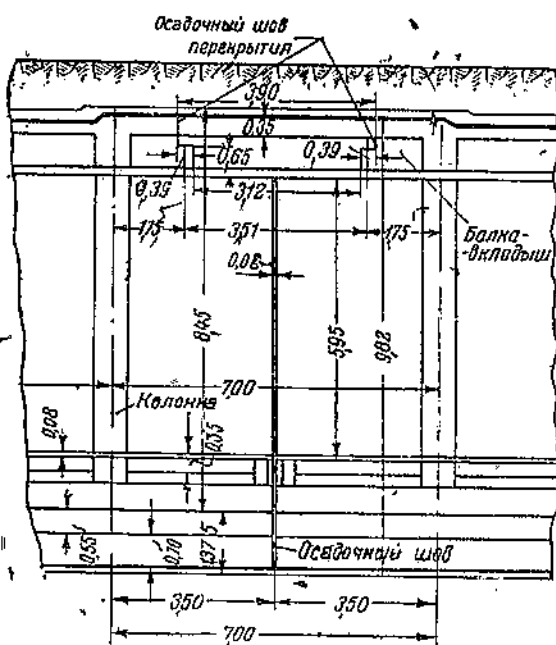


Таким образом, вся конструкция перекрытия между двумя поперечными рядами колонн получается выделенной в самостоятельную систему («вкладыш»), шарнирно опирающуюся на опорах. Такая конструкция плиты позволяет ей



Фиг. 149

свободно перемещаться в вертикальной плоскости при разных осадках соседних отсеков станции. Опорами «вкладыша» являются консоли у колонн, выпущенные из главных продольных балок.



Фиг. 150

Боковые стены станции почти всегда осуществляются гладкими с уступом на уровне платформы для образования цоколя. Стены выполняются из бетона и из железобетона как не связанного с лотком, так и жёстко связанного с ним.

В силу большой высоты стен станционных тоннелей (7—9 м) конструкция бетонных и железобетонных стен, не связанных жёстко с лотком, требует большого расхода бетона. Поэтому чаще всего стены делаются из железобетона, жёстко соединённого с лотком, что позволяет рассматривать основную конструкцию (стены и лоток) как Γ -образную раму на упругом основании. Применение такого метода расчёта даёт большую экономию в расходовании материалов, приближая расчётную схему конструкции к действительной работе сооружения.

Лотки-фундаменты станционных сооружений аналогичны лоткам тупиковых тоннелей; и здесь преимущество отдаётся системе фундаментов с продольными главными балками.

При заложении подошвы станции в плотных грунтах и отсутствии грунтовой воды необходимость в сплошном фундаменте отпадает и появляется возможность сооружать систему отдельных фундаментов (фиг. 149).

7. Конструкции из сборного железобетона

Сборные железобетонные конструкции, изготавливаемые на специальных заводах, по сравнению с конструкциями, бетонируемыми на месте, имеют целый ряд преимуществ, из которых важнейшие следующие:

- а) сокращение сроков работ, обусловливаемое быстротой монтажа перекрытий из готовых частей;
- б) непрерывность производства в течение всего года без значительных на то затрат;
- в) сокращение количества рабочей силы;
- г) экономия лесного строительного материала ввиду отсутствия лесов при большом обороте опалубки;
- д) полная механизация строительных процессов.

Изложенное отнюдь не исчерпывает всех достоинств сборного железобетона, но в достаточной степени характеризует его рациональность.

Большого опыта применения сборного железобетона для конструкции тоннелей больших габаритов не имеется, но полная техническая возможность, а главное экономическая целесообразность убеждает, что будущее и в тоннельном строительстве в значительной степени принадлежит этим относительно новым конструкциям.

Сооружение перекрытий тоннелей подземных железных дорог из тяжёлых сборных железобетонных элементов возможно только при отсутствии городских подземных сооружений, идущих вдоль открытого котлована под сооружаемый тоннель.

Объясняется это тем, что монтаж тяжёлых элементов сборного перекрытия при наличии подземных сооружений значительно усложняется и вместо простой укладки краном балок на боковые стены их приходится протаскивать под вешенным подземным сооружением. Это значительно усложняет работы и уменьшает рациональность сборного перекрытия из заранее изготовленных элементов.

К тому же надо иметь в виду, что весьма важным условием является также наличие достаточной площади около бровки котлована, обеспечивающей необходимую манёвренность мощному крану, работающему по укладке элементов сборного перекрытия.

При отсутствии такой площади кран можно пустить на заранее уложенную часть перекрытия, и тогда кран, укладывая впереди себя балки перекрытия, будет двигаться по ним, как по настилу; расстрелы, установленные выше перекрытия, нужно будет постепенно снимать, причём надо отметить, что в большинстве случаев усиливать балки на нагрузку от крана не приходится, так как они рассчитываются на суммарную нагрузку, превышающую давление крана, даже с учётом динамического воздействия этой нагрузки.

Применение сборного железобетона прежде всего желательно для конструкций перекрытий путевых тоннелей.

Сборные конструкции для перекрытий тоннелей могут быть применены при любом способе работ по сооружению тоннелей в открытых котлованах, но особое преимущество этот вид работ может дать в сочетании с траншейным и подпорно-траншейным способом работ, когда требуется быстрое осуществление перекрытия для пропуска машин городского транспорта.

Как уже указывалось выше, путевые тоннели осуществляются с однопролётным или двухпролётным перекрытием. В последнем случае по продольной оси тоннеля имеется ряд колонн или сплошная так называемая средняя стенка. Сборные конструкции перекрытия в соответствии с вышесказанным могут быть либо однопролётными, либо двухпролётными.

Из довольно обширного количества всевозможных профилей балок, ныне употребляемых в строительстве для сборных перекрытий, следует указать на два из них, наиболее рациональных для перекрытия тоннелей: лоток ВИС и двутавровые балки.

Поток ВИС (фиг. 152), или перекрытие системы Всесоюзного института сооружений, в статическом отношении является образцом рационального проектирования; это перекрытие вследствие большой своей жёсткости вполне применимо для больших нагрузок.

В лотке ВИС, применяемом для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий, сечение делается трапециoidalным с поперечными диафрагмами через 1,0 м друг от друга.

Трапециoidalное сечение создаёт клиновидные швы между установленными лотками; после заливки их раствором достигается совместность работы элементов перекрытия на сосредоточенную нагрузку.

Для перекрытия тоннеля сечение лотка может быть прямоугольным и диафрагмы можно поставить реже на балку, которая для двухпутного тоннеля должна иметь пролёт около 8 м.

Изменение основного профиля лотка ВИС допустимо по соображениям максимальной экономии, а также вследствие того, что засыпка грунта над перекрытием тоннеля приводит подвижную сосредоточенную нагрузку к равномерно распределённой по верху перекрытия; отсюда необходимость в устройстве клиновидного шва отпадает, так как исключается действие на перекрытие сосредоточенной нагрузки.

Мощное сечение балки, придающее ей большую жёсткость, не требует частой установки поперечных диафрагм, и последние следует ставить только в местах максимальных деформаций, а также по концам балок, где диафрагмы являются продолжением стенок тоннеля, облегчающими перевод изоляции с боковых стен на перекрытие.

Как указано на фиг. 152, внутренним граням рёбер придан небольшой уклон. Это необходимо по чисто производственным соображениям для облегчения снятия форм с готового элемента. Для подъёма элемента при транспортировке и монтаже в рёбрах его необходимо предусмотреть петли из 6—8-мм круглого железа, которые после установки лотка в перекрытие можно или срезать или загнуть на поверхность плиты.

Учитывая, что при перевозке и монтаже лотка рёбра его часто испытывают значительные удары, а также имея в виду трудность бетонирования слишком тонких элементов, толщину ребра необходимо принять не менее 9—10 см.

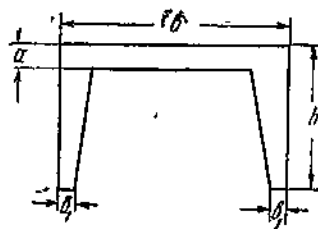
Двутавровая балка (фиг. 153) в статическом отношении мало отличается от лотка ВИС. При больших нагрузках она имеет то преимущество, что вследствие возможного размещения большого количества арматуры в один ряд несколько

увеличивается плечо внутренней пары сил и уменьшается расход железа. Двутавровая балка образует плоский потолок, требующий только поверхностной затирки цементным раствором.

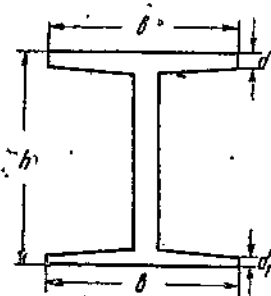
Толщина нижней полки d_1 не должна быть меньше 6,0 см для удобства изготовления и прочности при перевозке.

В сборном железобетоне может быть осуществлено не только перекрытие, но и прогоны, колонны, башмаки колонн и даже стены. Практически подобная схема сборности не раз осуществлялась для промышленных сооружений, но для тоннельных конструкций осуществление прогонов, колонн и стен из заранее изготовленных элементов связано с большими трудностями и приводит к очень сложным и дорогим конструктивным решениям.

Могут возникнуть также большие трудности по монтажу весьма тяжёлых (6—7 т) элементов конструкции, которые должны быть соединены в узлах литым бетоном, что требует устройства опалубки и подмостей; в результате монолитный



Фиг. 152

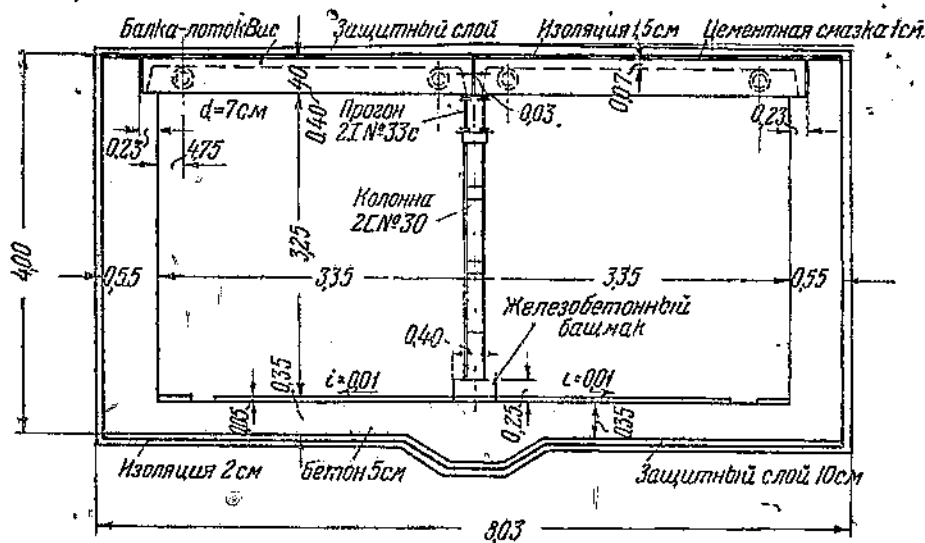


Фиг. 153

железобетон в ряде случаев получается дешевле при сравнительно равной скорости производства работ.

Значительно лучшие результаты при такой схеме сборности может дать сочетание сборных железобетонных элементов с металлическими конструкциями.

Интересным примером для подобного рода конструкций служит один из теплофикационных тоннелей сравнительно больших габаритов, построенный в Москве в 1936 г.:



§ 29. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. Напряжённое состояние в нетронутом горном массиве

При проектировании конструкции подземного сооружения первой и основной задачей является установление грузовой расчётной схемы, которая обуславливается влиянием давления горных пород. Последнее и образует постоянную нагрузку.

Для правильного понимания сущности горного давления рассмотрим две стадии напряжённого состояния горного массива до и после проведения в нём выработки.

Напряжённое состояние массива до проведения в нём выработки вызывается, главным образом, собственным весом вышележащих пород, так как температурные и тектонические напряжения могут отсутствовать.

В нетронутом неограниченном горном массиве порода, составляющая кору земли, находится в некотором напряжённом состоянии, обуславливаемом давлением вышележащих слоёв, причём как давление, так и возникающие силы упругости находятся в равновесии.

При согласном напластовании пород с горизонтальной поверхностью и при отсутствии тектонических напряжений вертикальные нормальные напряжения от веса вышележащей породы по горизонтальной площадке на глубине H от поверхности земли будут определяться выражением (фиг. 155)

$$\sigma_y = h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2 + \dots + h_n \gamma_n, \quad (39)$$

где h_n и γ_n — мощность и объёмный вес соответствующего пласта. Горизонтальные нормальные напряжения σ_x (на вертикальной площадке) на том же уровне определяются выражением $\sigma_x = k \sigma_y$.

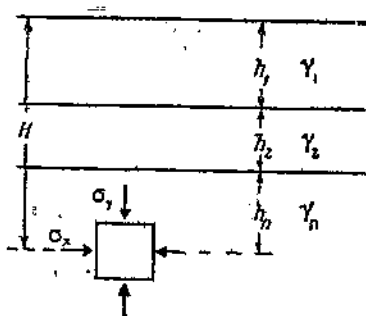
Коэффициент k , называемый коэффициентом бокового давления, является для определённого материала величиной довольно постоянной и зависит от свойств породы обычно $1 > k > 0$.

Этот коэффициент k характеризует отношение главных напряжений при отсутствии бокового расширения.

Между коэффициентом бокового давления породы и коэффициентом Пуассона σ_0 существует следующая зависимость

$$k = \frac{\sigma_0}{1 - \sigma_0}. \quad (40)$$

Чем меньше, следовательно, коэффициент Пуассона, тем меньше коэффициент бокового давления. Ввиду невозможности расширения породы в массиве предел упругости её (как и другие характеристики упругих свойств) будет больше, чем



Фиг. 155

при испытании образца. На больших глубинах в таких условиях порода, не разрушаясь, может перейти в пластическое состояние, и тогда ϵ стремится к единице.

Напряжения в нетронутом массиве зависят от глубины заложения рассматриваемой точки от поверхности земли.

Зная главные напряжения σ_y и σ_x по двум площадкам (горизонтальной и вертикальной), можно определить напряжение на любой площадке, т. е. получить полную картину напряжённого состояния в нетронутом горном массиве.

2. Сущность явлений в породах после проведения горной выработки

Проведение всякой горной выработки нарушает естественное равновесие; при этом в окружающих выработку породах начинаются деформации и, как следствие, возникают новые напряжения, доводящие материал породы до разрушения.

В результате могут образоваться трещины, доходящие до поверхности, а иногда и обвалы в выработке.

Предохранение выработки от подобных явлений составляет одну из основных задач крепления.

Влияние деформирующихся пород выражается давлением на временную крепь и впоследствии на постоянную обделку.

Таким образом, горное давление является расчётной активной нагрузкой, действующей на подземное сооружение.

3. Качественная оценка явлений давления горных пород

В тоннельной практике наблюдаются следующие возможные направления сил горного давления:

- а) вертикальное вниз;
- б) боковое;
- в) вертикальное вверх;
- г) параллельные оси тоннеля.

Как будет в дальнейшем указано более подробно, наиболее характерны будут два первых случая. Последние же, будучи редкими, тем не менее требуют принятия ряда мер в случае их проявления, так как в противном случае могут произойти смещения и отрывы приportalных колец от находящегося в постройке ствола тоннеля.

Давление горных пород на крепь и обделку тоннеля, вообще говоря, зависит от целого ряда весьма разнообразных факторов и, по мнению Терцаги, «теоретически столь трудно поддаётся определению, что в деле предсказания давления приходится в лучшем случае довольствоваться грубой приблизительной оценкой его; более точные данные могут быть получены только путём опыта».

Величина давления, наблюденная на ряде тоннелей, колеблется в весьма широких пределах, а именно, от 0 до 50 т/м^2 во время производства работ и соответственно — от 8 до 120 т/м^2 в течение последующего времени.

Для того чтобы на основании данных о геологическом характере пород вывести заключение о размере и направлении возможных давлений, до приступа к работе необходимо прежде всего составить ясное представление о роде происхождения этих давлений.

Для этого целесообразно подразделить породы на четыре главные группы в зависимости от физико-механических факторов, обуславливающих давление.

1. Сухие сыпучие, где возможны напряжения сжатия в известных пределах величины угла действия сил тангенциальные.

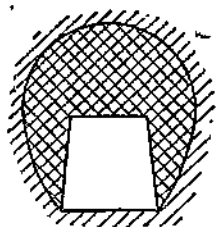
2. Плывунные, где возможны только напряжения сжатия.

3. Пластичные, где возможны напряжения сжатия и растяжения; до известной величины давления — тангенциальные.

4. Твёрдые однородные, где возможны напряжения сжатия, растяжения и тангенциальные.

Общий вид явлений, имеющих место при проведении горной выработки, может быть охарактеризован следующим образом: прилегающие к выработке породы начинают разрушаться на части, которые могут упасть в выработку. В дальнейшем, в потолке образуется свод, а бока принимают расширенную форму (фиг. 156), что и является фигурой естественного равновесия. В зависимости от характера породы эта фигура соответственно изменяется. При этом характерными являются породы твёрдые, трещиноватые и ломкие, а также слоистые и мягкие. В первых двух очертание незакреплённой выработки имеет равный, уступчатый контур, в последних же имеет место прогиб кровли.

Таким образом, естественный свод отделяет нетронутую вышележащую породу от нарушенной внутри свода. Постепенное нарушение выражается различно: если порода состоит из отдельных кусков, то последние выпадают в выработку, а свод образуется из кусков, зажатых давлением; в слоистых породах свод является гранью, за пределами которой не распространяется прогибание отдельных слоёв; в связных породах части внутри свода отрываются от остальной массы в виде купола, в крепких породах отдельные части прочно удерживаются в своде, причём потолок выработки может быть даже плоским. Общим является то, что всякое разрушение ограничивается сводом. Указанные явления можно воспроизвести на опыте в производственных и лабораторных условиях (опыты Протодяконова, Фейоля).



Фиг. 156

4. Количественная оценка явлений горного давления

Вопросу количественной оценки явлений горного давления посвящено большое количество трудов, принадлежащих целому ряду выдающихся исследователей. Тем не менее вопрос этот не получил до настоящего времени исчерпывающего разрешения ввиду многообразия факторов влияния.

Представляется возможным лишь обобщить существующие гипотезы, сгруппировав их по характерным признакам.

Таким образом могут быть приведены следующие группы гипотез.

1. Гипотезы, принимающие давление пропорциональным глубине заложения тоннеля (Кульман, Гейм).
2. Гипотезы, основанные на законах равновесия сыпучих тел (Бирбаумер, Форхеймер, Энгессер).
3. Гипотезы, основанные на наблюдениях за поведением породы и выведенные с учётом сил связи между частицами в предположении сводообразования (Сюкз, Коммерель, Протодяконов).
4. Гипотезы, основанные на законах упругости (Леон, Шмид).
5. Методы непосредственного измерения давления в выработках (Давиденков).

§ 30. ГИПОТЕЗЫ, ПРИНИМАЮЩИЕ ДАВЛЕНИЕ ПРОПОРЦИОНАЛЬНЫМ ГЛУБИНЕ ЗАЛОЖЕНИЯ ТОННЕЛЯ

Согласно гипотезе геолога Гейма на свод тоннеля оказывает давление вес столба породы высотой, равной глубине заложения тоннеля. Этот столб ограничен вертикальными плоскостями, проходящими по касательным к выработке (фиг. 157).

Вертикальное давление в верхней точке равно весу столба породы высотой H , т. е.

$$p = \gamma \cdot H, \quad (40)$$

где γ — объёмный вес породы в т/м^3 ;

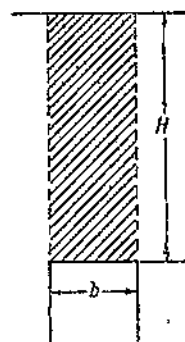
H — глубина заложения шельги тоннеля в м .

Несмотря на простоту такого предположения, практическая применимость его ограничивается несколькими частными случаями тоннелестроения, а именно: при расположении тоннеля в условиях сильно водонасыщенных пород, когда давление приближается к гидростатическому, и при малой глубине заложения тоннеля, главным образом, в сыпучих и мягких породах.

Во всех прочих случаях давление горных пород, вычисленное по этой гипотезе, даёт сильное преувеличение против действительного.

Частным случаем применимости данной гипотезы и для глубоко расположенных тоннелей может быть отмечен случай Симплонского тоннеля при круто расположенных пластах породы, сползавших по смоченной поверхности подстилающего слоя.

Этот случай, обнаруженный в процессе строительства, отмечен в литературе как исключительный, характеризующий лишь недостаточно точную геологическую оценку горного массива, пересечённого тоннелем.

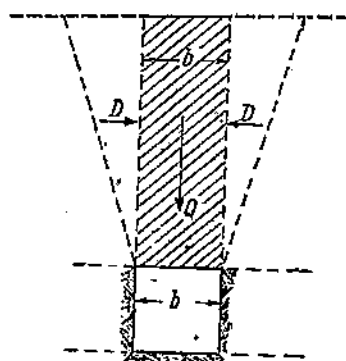


Фиг. 157

§ 31. ГИПОТЕЗЫ, ОСНОВАННЫЕ НА ЗАКОНАХ РАВНОВЕСИЯ СЫПУЧИХ ТЕЛ

Представители второй группы гипотез рассматривают главным образом сухие сыпучие породы. Так, например, один из основателей гипотезы, выведенной на основе статик сыпучих тел, — Форхеймер — принимает, что давление равно весу столба породы, имеющего форму вертикальной призмы и опирающегося своим основанием на потолок выработки. При этом вес столба Q ослабляется силами трения, развивающимися в вертикально расположенных плоскостях скольжения (фиг. 158).

Обрушение призмы обуславливается разностью между противоположно действующими силами. Если выразить эту разность в функции от высоты призмы, то её значение достигает максимума при определённой высоте призмы. Этот максимум p равен



Фиг. 158

$$p = \gamma \frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot \frac{b}{2} \quad (\text{т/м}^2). \quad (41)$$

Эту формулу можно преобразовать, положив

$$\frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi}{\operatorname{tg} \varphi} = k; \quad (42)$$

тогда

$$p = k \gamma \cdot \frac{b}{2},$$

где φ — угол внутреннего трения;

b — ширина выработки.

Гипотеза Форхеймера построена лишь для условий весьма рыхло сложенной песчаной массы с углом $\varphi \leq 25^\circ$.

Второй исследователь — Бирбаумер — дал две различные формулы для определения давления породы на крепь выработки. В одной из них автор исходит из положений, принятых Форхеймером, но отмечает, что в случае плотного сложения массива последний лишается надлежащей подвижности, необходимой для образования плоскостей скольжения, и тогда на крепь будет давить вес клина (фиг. 159).

Давление в этом случае определяется следующим выражением

$$p = \gamma \cdot \frac{b}{2} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \text{ (т/м}^2\text{)}. \quad (43)$$

Это выражение можно также преобразовать, положив

$$\operatorname{ctg} \varphi = k,$$

тогда

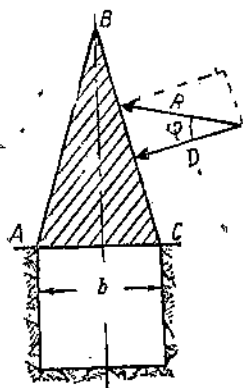
$$p = k \cdot \gamma \cdot \frac{b}{2}. \quad (44)$$

Для плотных пород давление, определённое по этой формуле Бирбаумера, получается меньшим в два-три раза, чем по Форхеймеру.

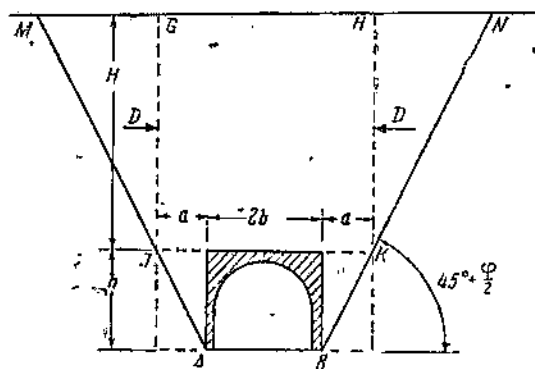
Для песчаных пород эта формула даёт результаты, близкие к полученным опытным путём (Энгессер).

Истинное давление на кровлю выработки должно выразиться величиной, лежащей между значениями, полученными по Форхеймеру и Бирбаумеру.

Для определения давления на тоннельную крепь Бирбаумер предложил другую формулу, выведенную на основании следующих рассуждений.



Фиг. 159



Фиг. 160

Около проводимого тоннеля в горном массиве образуются две плоскости сползания AM и BN (фиг. 160), наклонённые к горизонту под углом $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$,

Вес столба породы $IKGH$, ослабленный силами трения, определяется

$$p = Q - 2D \operatorname{tg} \varphi, \quad (45)$$

где Q — полный вес столба породы, определяемый по Гейму,

$$Q = 2(a+b)H\gamma;$$

D — боковое давление;

$$D = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Тогда

$$p = 2\gamma \cdot (a+b) \cdot H \left[1 - \frac{H}{2(a+b)} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right], \quad (46)$$

что даёт на 1 м² площади IK

$$p_e = \gamma H \left[1 - \frac{H}{2(a+b)} \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (47)$$

и боковое давление

$$p_z = p_e \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (48)$$

кроме того,

$$b = h \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

обозначая

$$\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = k' \quad \text{и} \quad \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = k'',$$

получим

$$p_s = \gamma \cdot H \left[1 - \frac{k'' H}{2(a + k' h)} \right] \quad (49)$$

и

$$p_s = \gamma H \left[1 - \frac{k'' H}{2(a + k' h)} \right] \cdot k'^2 \quad (50)$$

Таким образом, формула получает вид

$$p_s = k \cdot \gamma \cdot H, \quad (51)$$

где $k < 1$.

Применимость этих формул ограничивается сравнительно небольшими величинами глубины заложения тоннелей в сыпучих породах (среднее значение $\varphi = 30^\circ$).

Исследователь Энгессер сделал предположение, что в сыпучих породах над выработкой образуется разгружающий свод (не призма и не клин, который и оказывает давление на кровлю). При этом должно быть предупреждено скольжение частиц. Такой свод, по Энгессеру, может принять на себя вес вышележащих пород и воспрепятствовать передаче этого давления только в том случае, если бы свод состоял из клиновидных камней. Но так как в действительности он состоит из отдельных, не связанных между собой частиц, то для равновесия необходимо существование вертикальных сил, создаваемых противодействием крепей. Последние должны, кроме того, выдержать вес породы, находящейся внутри разгружающего свода.

Исходя из этих предположений, Энгессер вывел формулу для определения давления породы:

$$p = 2\gamma a^2 \left[\frac{H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{H \operatorname{tg} \varphi + a \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{3} \right], \quad (52)$$

где a — полупролёт выработки;

γ — объёмный вес;

H — глубина заложения тоннеля;

φ — угол внутреннего трения.

Если глубина H по сравнению с величиной a велика и угол (φ) не очень мал, то вторым членом в знаменателе можно пренебречь, и тогда формула примет вид:

$$p = 2\gamma \cdot a^2 \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{3} \right]. \quad (53)$$

Приведённые формулы выведены в предположении выделения части, равной единице, от неограниченно простирающейся продольной оси выработки. Если же площадь, воспринимающая давление, ограничена в указанном направлении, то вместо цилиндрического свода будет иметь место свод куполообразный.

В связи с этим формулы соответственно видоизменяются. Так, при круглой площади диаметром d свод получит вид параболоида вращения, при котором

$$p = \frac{\pi d^3 \gamma}{4} \left[\frac{H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{2 H \operatorname{tg} \varphi + d \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{8} \right], \quad (54)$$

Когда H по сравнению с d велико и угол φ не очень мал,

$$p = \frac{\pi d^3 \gamma}{8} \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{4} \right]. \quad (55)$$

При квадратной площади

$$p = Ha^3 \gamma \left[\frac{H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{H \operatorname{tg} \varphi + a \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{4} \right]. \quad (56)$$

Соответственная сокращённая формула будет иметь вид:

$$p = Ha^3 \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{4} \right]. \quad (57)$$

Гипотеза Энгессера даёт результаты, близкие к действительно наблюдаемым при опытных исследованиях на моделях, и, как дальше будет указано, совпадающие с величинами, вычисляемыми автором Протодяконовым.

§ 32. ГИПОТЕЗЫ, ОСНОВАННЫЕ НА ПРЕДПОЛОЖЕНИИ СВОДООБРАЗОВАНИЯ

Гипотезы горного давления, основанные на предположении естественного сводообразования над тоннельной выработкой, принадлежат следующим авторам, получившим признание в проектно-производственной практике:

а) проф. М. М. Протодяконову, который рассматривает равновесие разгружающего параболического свода и вводит при этом понятие коэффициента крепости породы, что даёт возможность получить более общее решение для различных категорий пород;

б) Коммерелю, который предполагает, что над выработкой образуется эллиптический разгружающий свод, внутри которого порода разрыхляется и оказывает давление на крепи благодаря увеличению в объёме; при этом необходимо располагать данными о коэффициенте разрыхления проходимых пород и о величине прогиба кровли;

в) Сюко, который считает, что над тоннельной выработкой образуется естественный свод, включающий в себя весь массив над тоннелем. Этот свод начинается непосредственно у наружной грани тоннельного свода и простирается до поверхности.

(Описание гипотезы Риттера, как не получившей применения, опускается.)

Гипотеза проф. М. М. Протодяконова построена на том, что все горные породы рассматриваются автором как тела до известной степени несвязные, к которым применимы законы сыпучих тел; в характерный для последних коэффициент трения введена связь между частицами. Последнее обстоятельство нашло своё отражение в виде так называемого «кажущегося коэффициента трения», или коэффициента крепости f :

$$f = \frac{f'N + C}{N}, \quad (58)$$

где f' — коэффициент трения для сыпучего тела;

N — нормально действующее усилие;

C — сила сцепления частиц.

Определим высоту свода b из условия, чтобы запас τ имел максимальное значение. Для этого берём первую производную по b и приравняем её нулю, т. е.

$$\frac{d\tau}{db} = pa \frac{a-fb}{b^3},$$

откуда

$$b = \frac{a}{f}.$$

Вторая производная меньше нуля; следовательно, имеет место действительный максимум.

$$\frac{d^2\tau}{db^2} = -\frac{f^2}{a^3}.$$

Подставляем найденное значение b в формулу для определения τ ;

$$\tau = \frac{pf^2}{2}.$$

Подставляя значения b и τ в формулу для определения $T (= Q)$,

$$T = paf - \frac{paf}{2} = \frac{paf}{2},$$

т. е. половина существующей силы трения уравнивает горизонтальный распор свода, а половина остаётся как запас. Уравнение кривой свода при этих условиях будет

$$\frac{px^2}{2} = \frac{paf}{2} \cdot y$$

или

$$y = \frac{x^2}{af}. \quad (59)$$

Полученное выражение очень удобно для практических расчётов.

Для определения давления на выработку находим из принятых предпосылок форму свода из условий его собственного равновесия. Поэтому на выработку могут давить своим весом только части породы, находящиеся внутри свода; давление же породы, расположенной вне свода, воспринимается этим последним и, таким образом, на выработку не передаётся. Так как площадь параболы равна

$$S = \frac{2}{3} \cdot 2ab,$$

то давление на 1 погонную единицу выработки определяется

$$p = \gamma S = \frac{4}{3} \gamma ab$$

или подставляя значение b ,

$$p = \frac{4}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{a^2}{f}. \quad (60)$$

Для подтверждения сделанных выводов проф. М. М. Протоdjаконовым произведён ряд опытов на моделях. Кроме того, другими исследователями (проф. Давиденков) впоследствии проведены опыты измерения горного давления акустическим способом в производственных масштабах. Те и другие опыты подтвердили сделанные проф. М. М. Протоdjаконовым теоретические выводы.

Опыты показывают, что тела со связью между частицами представляют собой более общий случай, чем сыпучие, но происходящие в них явления тождественны; образуется параболический свод, принимающий на себя все давления вышележащих пород; высота его определяется из условий сдвигания на опоре, и на крепь давят своим весом лишь части внутри свода. Различие имеется только

количественное; в телах со связью высоту свода определяет кажущийся коэффициент трения, выражающий совокупность действия трения и связи между частями. Давление на крепь равно разности между весом выпадающих частей и силами сцепления.

Для практических целей принимают давление равным полному весу породы в объеме свода, высота которого определяется как частное от деления величины полупролёта выработки на коэффициент крепости породы, т. е.

$$b = \frac{a}{f}. \quad (61)$$

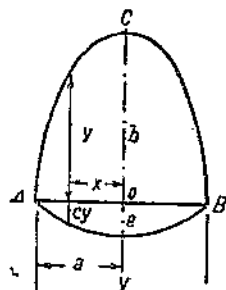
Расчётные коэффициенты крепости приводятся в табл. 11 (стр. 161).

Относить каждую породу к той или иной категории следует не только по наименованию, но и по физическому состоянию со сравнением её по крепости с другими, помещёнными в таблице породами. Применимость гипотезы Протодьяконова обычно ограничивается глубиной заложения тоннеля, при которой не может образоваться замкнутый естественный свод, т. е. должно быть соблюдено условие

$$H > \frac{a}{f}.$$

Практически принимают границей применимости глубину

$$H = \frac{2a}{f}.$$



Фиг. 162

Другой автор — Коммерель, методом которого иногда пользуются при готовой выработке, определяет величину давления пород по измеренному в натуре прогибу кровли, известному коэффициенту разрыхления породы и вычисленной высоте эллиптического свода (фиг. 162).

При разрыхлении породы происходит увеличение объема её. Обозначая относительное линейное увеличение через c , получим изменённую величину каждой ординаты свода y в $(1 + c)y$.

В результате получится прогиб кровли в этом месте cy . Наблюдая в натуре происходящий прогиб, можно судить о фигуре свода.

Уравнение эллипса с полуосями a и b :

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1.$$

Если измеренный прогиб кровли равен e , то согласно указанному выше он должен быть равным линейному увеличению высоты свода b

$$e = cb \text{ или } b = \frac{e}{c}.$$

Уравнение эллипса принимает вид:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{\left(\frac{e}{c}\right)^2} = 1.$$

Площадь ACB

$$\frac{\pi}{2} ab.$$

Давление на крепь, равное весу породы в объеме свода

$$P = \frac{\pi}{2} \gamma \cdot a \cdot b. \quad (62)$$

Коэффициенты крепости пород по проф. М. М. Протодаконову

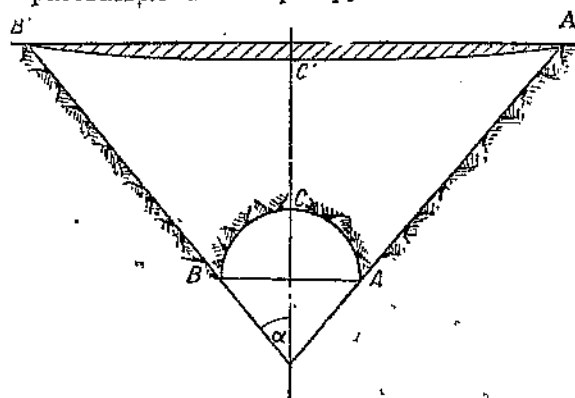
Категория	Степень крепости	Породы	Вес 1 м³ в массиве	Раздробляющее усилие кг/см²	Коэффициент крепости
I	В высшей степени крепкие	Наиболее крепкие, плотные и вязкие кварциты и базальты. Исключительные по крепости другие породы	2 800—3 000	2 000	20
II	Очень крепкие породы	Очень крепкие гранитовые породы, кварцевый порфир, очень крепкий гранит, кремнистый сланец, менее крепкие, чем указанные выше кварциты. Самые крепкие песчаники и известняки . .	2 600—2 700	1 500	15
III	Крепкие породы	Гранит (плотный) и гранитовые породы, очень крепкие песчаники и известняки. Кварцевые рудные жилы. Крепкий конгломерат. Очень крепкие железные руды .	2 500—2 600	1 000	10
IIIa	» »	Известняки (крепкие). Некрепкий гранит. Крепкие песчаники, крепкий мрамор, доломит. Колчеданы	2 500	800	8
IV	Довольно крепкие породы	Обыкновенный песчаник. Железные руды	2 400	600	6
IVa	То же	Песчанистые сланцы. Сланцеватые песчаники	2 300	500	5
V	Средние породы	Крепкий глинистый сланец. Некрепкий песчаник и известняк. Мягкий конгломерат	2 400—2 800	400	4
Va	» »	Разнообразные сланцы (некрепкие). Плотный мергель	2 400—2 600	300	3
VI	Довольно мягкие породы	Мягкий сланец, очень мягкий известняк, мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт. Обыкновенный мергель. Разрушенный песчаник, цементированная галька и хряц. Каменистый грунт . . .	2 200—2 600	от 200 до 150	2
VIa	То же	Щебнистый грунт. Разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, отвердевшая глина . .	2 200—2 400	—	1,5
VII	Мягкие породы	Глина (плотная). Крепкий нанос. Глинистый грунт	2 000—2 200	—	1,0
VIIa	» »	Лёгкая песчанистая глина, лёсс, гравий	1 800—2 000	—	0,8
VIII	Землистые породы	Растительная земля. Торф, мягкий суглинок, сырой песок . . .	1 600—1 800	—	0,6
IX	Сыпучие породы	Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпная земля, добытый уголь .	1 400—1 600	—	0,5
X	Плывучие породы	Плывуны, болотистый грунт, разжиженный лёсс и другие разжиженные грунты	—	—	0,3

Указанным методом можно пользоваться лишь при наличии пройденной выработки и наблюденном провисании кровли. Таким образом, для целей проектной практики до приступа к проходке метод Коммереля, естественно, неприменим.

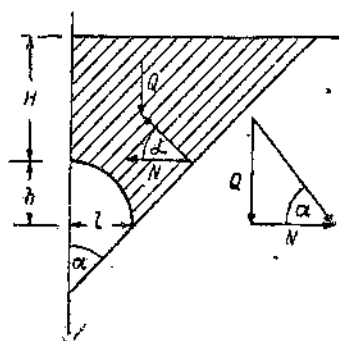
Кроме того, в самой идее автора заложена не вполне обоснованная мысль о пропорциональности давления прогибу кровли и некоторому коэффициенту, характеризующему породу, а также об отсутствии зависимости высоты свода от размеров выработки.

Совершенно иной взгляд на давление породы над тоннелем высказан инж. Сюке на основе ряда производственных опытов и исследований, проведенных им на строительстве тоннелей парижского метрополитена.

Сюке считает, что над сводом тоннеля мелкого заложения образуется земляной свод, разгружающий тоннельную обделку. В отличие от мнения Коммереля Сюке считает, что этот земляной свод начинается непосредственно у наружной поверхности пят тоннельного свода, т. е. не считает, чтобы над тоннелем мог образоваться особый разгружающий свод, не зависящий от остальной массы по-



Фиг. 163



Фиг. 164

роды. Таким образом, метод Сюке связан с предположением возможных осадок породы, доходящих до поверхности земли.

В этом случае, как показано на фиг. 163, осевший массив породы будет ограничен в вертикальной плоскости прямыми AA' и BB' , наклоненными под углом α к вертикали, названным Сюке углом осадки. При способе опёртого свода (бельгийском) точки A и B должны находиться у пят свода (обеспечение этих точек от просадок достигается надлежащим качеством работ при подводке стен).

Сюке считает, что вся призма $ACBB'A'$, работающая как свод с пятнами AA' и BB' , может деформироваться под действием собственного веса вследствие недостаточной прочности материала этого свода.

Обозначая плотность однородного грунта через D и его сопротивляемость через r , Сюке считает, что земляной свод $ACBB'C'A'$ мог бы держаться сам собой при данной сопротивляемости r , если бы его плотность вместо D была бы равна некоторой величине D' .

Разность $D-D'$ представляет излишек плотности грунта, который и оказывает давление на обделку тоннеля. При определении напряжений в земляном своде $ACBB'C'A'$ Сюке считает, что кривая давления не должна выходить из средней трети свода, что и обуславливает отсутствие растягивающих напряжений. При этом Сюке допускает, что в пятах и ключе кривая давления может приблизиться к пределу средней трети и что направление давления в пятах нормально к линиям AA' и BB' (фиг. 164). Наибольшее напряжение в ключе будет:

$$p = \frac{2Q}{H \operatorname{tg} \alpha},$$

где Q — вес половины земляного свода по $CC'AA'$;

H — глубина заложения шельги свода.

Определяя величину Q и подставляя её в формулу для напряжения, получаем

$$p = \frac{2D}{H} \left[\frac{l \left(H + \frac{h}{3} \right)}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{(H+h)^2}{2} \right]. \quad (63)$$

При больших глубинах, когда H велико, величиной h можно пренебречь, и формула примет вид

$$p = 2D \left(\frac{l}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{H}{2} \right). \quad (64)$$

§ 33. ГИПОТЕЗЫ, ОСНОВАННЫЕ НА ЗАКОНАХ УПРУГОСТИ

Все изложенные выше гипотезы горного давления рассматривают породы или как массивы, лишённые сцепления, или как породы со связью между частицами, выводив величину давления горных пород на основании теории сыпучих тел.

В последнее время появился ряд исследований в области давления горных пород, основанных на рассмотрении породы как однородного упругого тела, к которому применимы законы упругости.

Во всех выводах этих гипотез упругие свойства породы характеризуются как модулем упругости её E , так и отношением Пуассона σ_0 , зависящим не только от физических свойств данной породы, но также и от условий её залегания и глубины расположения.

Один из исследователей — Шмид — решает плоскую задачу, мысленно разбивая горный массив на тонкие пластинки, перпендикулярные оси тоннеля. Шмид исследует вопрос о совместной работе обделки и окружающей породы и делает в результате следующий вывод: обделка работает как на первичное, так и на вторичное давление. Задача решается в пределах упругих деформаций породы, не входя в область пластических.

При исследовании вопроса о напряжённом состоянии этих пород, окружающих выработку кругового сечения, другой исследователь — Кюн — даёт следующие формулы для напряжений точки, удалённой на значительном расстоянии от выработки.

Нормальные напряжения (радиальные) по граням мысленно вырезанного элементарного кубика породы

$$\sigma_r = \frac{P}{2(m-1)} [m + (m-2) \cos 2\varphi], \quad (65)$$

где P — наружное давление, равное весу вышележащей толщи пород;
 m — величина, обратная коэффициенту Пуассона, т. е.

$$m = \frac{1}{\sigma_0};$$

φ — текущая полярная координата.

Нормальные к граням напряжения (тангенциальные)

$$\sigma_t = \frac{P}{2(m-1)} [m - (m-2) \cos 2\varphi]. \quad (66)$$

(Обозначения те же.)

Касательные напряжения

$$\tau = -\frac{P}{2} \cdot \frac{m-2}{m-1} \cdot \sin 2\varphi. \quad (67)$$

(Обозначения те же.)

Для сечения под углом $\varphi = 0$ (к вертикальной оси)

$$\sigma_r = P; \quad \sigma_t = \frac{P}{m-1}; \quad \tau = 0$$

Исследования Кюна лишь освещают характер явлений в породах, окружающих выработку, но не дают определённого выражения для установления искомой величины горного давления. Следует отметить, что пределы применимости законов упругости к горным породам ограничены. Трудность заключается в отсутствии упругих постоянных пород при резком отличии свойств пород в куске и в массиве. Горные породы являются телами анизотропными, меняющими величину E и σ_0 с глубиной залегания. Метод же теории упругости предполагает породы изотропными. Поэтому при решении задачи указанным методом необходима определённость в контурных условиях. Тем не менее применение теории упругости к решению задач о давлении горных пород имеет большой научный интерес и широкие перспективы для дальнейших исследований.

§ 34. МЕТОДЫ НЕПОСРЕДСТВЕННОГО ИЗМЕРЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ В ВЫРАБОТКАХ

При определении горного давления по приведённым выше формулам различных авторов величина его даётся в общем виде вне зависимости от местных особенностей (условий залегания, трещиноватости, водоносности и т. п.).

В силу этого наиболее достоверной будет оценка горного давления на основании экспериментальных наблюдений, требующих наличия готовой выработки. Одним из наиболее простых и употребительных приёмов, нашедших широкое применение в горном деле, является способ определения горного давления по излому крепи (Греггер). Этот способ даёт весьма приближённую оценку определяемых величин, но не требует для производства наблюдений какого-либо оборудования или специальных устройств. Способ этот заключается в следующем.

Верхняяк штольневого крепления, подвергающийся изгибу, работает в условиях балки на двух опорах, нагруженный давлением сверху.

Принимая эту нагрузку распределённой по параболическому закону, имеем значение изгибающего момента

$$M = \frac{5}{32} p a l = \frac{\pi d^3}{32} \cdot k,$$

откуда

$$p = \frac{\pi d^3}{5 a l} \cdot k, \quad (68)$$

где p — нагрузка на единицу длины выработки в кг;

l — расчётная длина верхняка в см;

a — расстояние между крепями штольни в см;

d — диаметр сломившегося верхняка в см;

k — временное сопротивление дерева на растяжение в кг/см².

По приведённой формуле (68) и производится определение величины горного давления по излому крепи.

Другой автор — Бирбаумер — производил наблюдения над деформацией и изломом деревянных вкладышей различного сортамента. В результате этих наблюдений им составлена таблица других средних величин горного давления в различных породах¹. Способ Бирбаумера является грубо приближённым. Ценность получаемых результатов значительно снижается в указанных приближённых способах благодаря трудности учёта влияния физических свойств древесины в зависимости от её влажности и структурных особенностей.

В силу этого ряд исследователей пошёл по линии уточнения приёмов и аппаратуры для экспериментальных наблюдений.

В Англии опубликован материал (1929 г.) по применению специального прибора для определения горного давления, предложенного доктором Вацау.

Этот прибор состоит из стального цилиндра, камеры, наполненной ртутью, и стальной плиты.

¹ Зурабов и Бугаева, Гидротехнические тоннели, ч.1, стр. 78.

Цилиндр прибора вводится в гнездо, устроенное в нижнем конце испытуемого штендера. Движением цилиндра под влиянием нагрузки сокращается объем камеры, заполненной ртутью, при этом часть последней поступает в особую трубку, где и измеряется при помощи микрометрического винта.

В процессе проведения этих опытов подтвердилось приведенное выше положение о возрастании горного давления по мере удаления от забоя в сторону готовой выработки.

Несколько позже (1931—1932 гг.) в Германии были произведены опыты и исследования по определению горного давления в выработке кругового очертания при помощи измерительных приборов особой конструкции (фиг. 165).

Эти приборы состояли из отдельных трёхшарнирных замкнутых колец профильного железа, расположенных в различных участках выработки на определённом расстоянии друг от друга. Шарнирное устройство колец осуществлялось при помощи шариков из твёрдой стали диаметром 50 мм, обжимаемых с двух сторон цапфами из мягкого железа. По величине деформации цапф от вдавливания в них шариков под действием горного давления определялась величина тангенциальных сил в шарнирных кольцах. На основании обработки ряда опытов, проведённых на значительном большом числе колец, удалось по наблюдаемым деформациям установить наиболее вероятные схемы нагрузок кольца давлением горных пород.

В частности, исследователи пришли к заключению, что внешняя радиальная нагрузка (горное давление) является преимущественно равномерно распределённой.

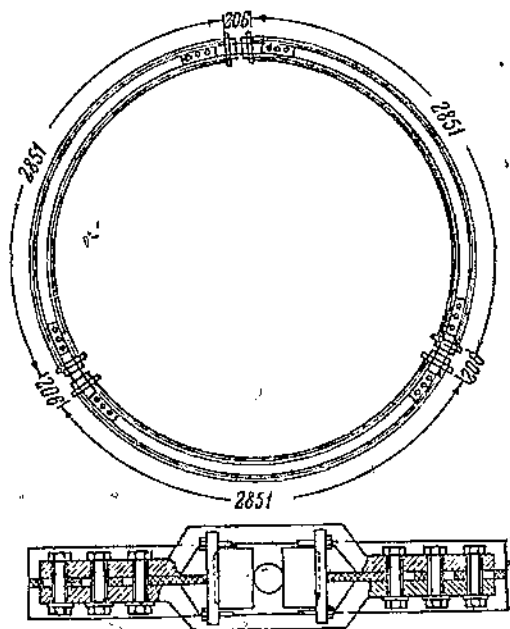
Современным и достаточно точным методом определения давления горных пород является акустический метод проф. Давиденкова, применённый на целом ряде тоннельных строителей.

Этот метод основан на измерении деформации (изгиба) верхняка штольнего крепления, происшедшего под действием горного давления с последующим определением величины этого давления математическим путём.

Методика измерения напряжения в крайнем волокне верхняка штольни сводится к помещению тонкой стальной струны между двумя колками, забиваемыми в верхняке, и к измерению степени натяжения этой струны при двух состояниях крепи — нагруженном и после снятия нагрузки.

Натяжение струны измеряется по её строю при помощи специального прибора, настраиваемого в унисон со звучанием струны, вызываемым электромагнитом. Частоты колебаний (в герцах) отсчитываются по указателю прибора. Первое измерение частоты колебаний струны N_1 производится при нагруженном состоянии верхняка (фиг. 166). Второе измерение частоты колебаний N_2 определяется при разгруженном испытуемом верхняке. Последний для этого освобождается при помощи подведения с обеих сторон его (под марчеваны) двух вспомогательных штольневых крепей (фиг. 167).

На основании полученных данных N_1 и N_2 определяют напряжение в крайнем волокне верхняка, исходя из зависимости между напряжением струны и частотой её колебаний (но пренебрегая смятием дерева от колков), по формуле



Фиг. 165

нагрузки кольца давлением горных

$$\sigma = 4l^2 \rho (N_1 + N_2) (N_1 - N_2) \frac{E_d}{E_c}; \quad (69)$$

где σ — искомое напряжение в верхняке в кг/см²;

l — длина струны в см;

ρ — плотность струны, равная $8 \cdot 10^{-5}$;

E_d — модуль упругости дерева, определяемый экспериментальным путём;

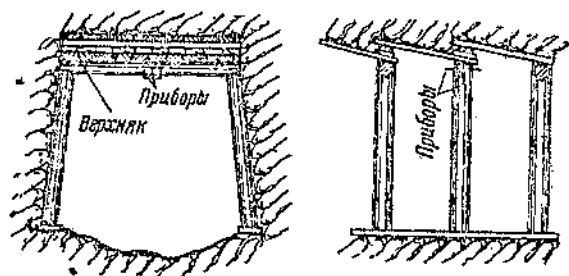
E_c — модуль упругости стали $2,1 \cdot 10^{-8}$ в кг/см².

Для определения E_d поступают следующим образом: подвергают верхняк, вынутый из крепления, чистому изгибу симметрично приложенными грузами (фиг. 168), затем определяют величину E_d , наблюдая деформации крайнего волокна акустическим способом.

Изгибающий момент посредине пролёта верхняка может быть определён по формуле

$$M = W\sigma.$$

В предположении равномерного распределения нагрузки на верхняк интенсивность последней



Фиг. 166

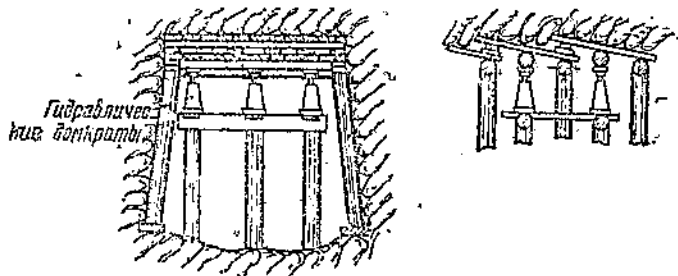
$$q = \frac{8M}{l^2} = \frac{8W\sigma}{l^2} = \frac{W\sigma}{0,125 l^2}.$$

При расстоянии между дверным окладом штольневого крепления с нагрузка на единицу площади кровли

$$p = \frac{q}{c} = \frac{W\sigma}{0,125 cl^2}. \quad (70)$$

Пользуясь формулой проф. Протодяконова для определения величины коэффициента крепости,

$$f = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{p}, \quad (71)$$



Фиг. 167

можем последний определить по известной величине p , полученной методом проф. Давиденкова.

Заслуживает внимания метод определения давления горных пород при помощи так называемых мессдоз, закладываемых между элементами крепей, а также за обделкой тоннеля. Мессдоза представляет собой прибор, изменяющий омическое сопротивление прохождению тока в зависимости от степени зажатия его под действием сил горного давления.

Таким путём, в частности, было измерено давление породы на обделку водовода в Лос-Анжелосе (США), в результате измерений при помощи мессдоз, за-

пожженных за обделку в количестве 24; в одном поперечном сечении были получены эпюры распределения давления по контуру обделки (фиг. 169). Одновременно внутри тоннеля производились измерения деформации обделки при помощи экспансометров.

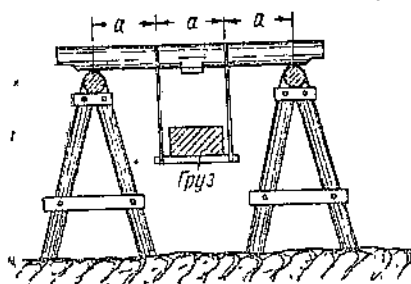
Аналогичные опытные определения величины давления породы в целях исследования статической работы тоннельной обделки были произведены в Мидтаунском тоннеле (США) под р. Гудзон.

Для этой цели было применено 42 специальных измерительных прибора, установленных по периметру чугунной обделки ($d = 9,4$ м) в отверстиях тубингов. В результате измерений в течение 9 месяцев было зафиксировано нормальное давление.

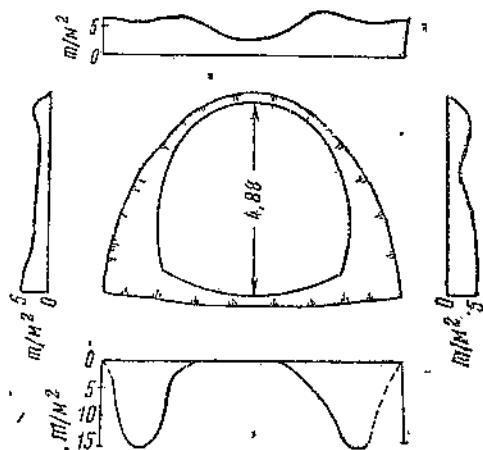
Данные этих измерений приведены на графике (фиг. 170).

При определении действующих на тоннельную крепь сил горного давления применяется также способ изучения степени сжатия штендеров или стоек, поддерживающих потолок выработки.

Для поставленной цели может служить стоечный акустический динамометр СТ инж. Д. Д. Головачёва (фиг. 171).



Фиг. 168



Фиг. 169

Нижним сферическим концом динамометр упирается в железную накладку на горизонтальном элементе крепи (пороге или бантине), а верхним заводится в углубление, сделанное по размерам динамометра в торце штендера или стойки.

Заслуживает внимания способ, основанный на применении динамометрических стоек, снабжённых домкратами для введения их в работу и специальными звуковыми мессдозами, помещёнными под стойками. Показания мессдоз дают возможность установить момент принятия горного давления испытательной стойкой.

Для изучения этого явления на моделях применяют способ центрофугирования. Так как напряжения в моделях сооружений получаются меньшими против действительных пропорционально уменьшению линейных размеров модели, то для сохранения физико-механических свойств испытуемых материалов заменяют силы тяжести соответствующими подобранными силами инерции, что и достигается при помощи центрофуги. В частности, подобный метод для определения сил горного давления в тоннелях московского метрополитена был предложен проф. Давиденковым. Испытание производилось следующим образом.

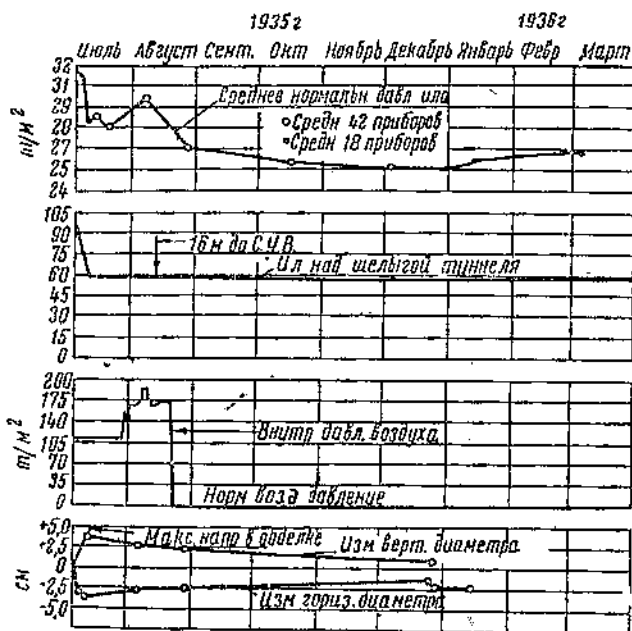
Модель тоннеля вместе с окружающей породой помещалась в ящик, прикреплённый шарнирно к концу горизонтального плеча центрофуги. При вращении последней модель подвергалась действию горизонтальных сил инерции.

Все измерения как давления, оказанного породой на обделку, так и напряжения в самой обделке производились акустическим методом.

Аналогичные опыты производились в США над большим количеством моделей тоннельных выработок. Проведёнными наблюдениями был установлен ряд зависимостей, характеризующих влияние заглубления тоннелей на напряжения

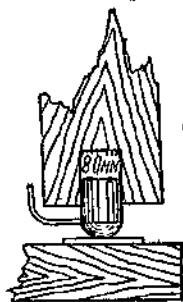
в боках выработок, допустимую величину отверстия тоннеля, оставляемого без крепления, и т. д.

Упругие свойства горных пород могут быть изучаемы как в лабораторных, так и в производственных условиях. Первые производились как путём наблюде-



Фиг. 170

ния за характером разрушения при нагрузке мраморных плит с высверленными в них отверстиями круглой, прямоугольной и подковообразной формы (опыты Леона и Вильхейма), так и оптическим методом на целлюлоидных пластинках с вырезами, усиленными кольцами того же материала, но большей толщины (опыты Левинсон-Лессинг¹ и Зайцева).



Фиг. 171

Эти опыты показали, что в однородной среде при вертикально направленном горном давлении наиболее прочной обделкой является обделка подковообразной формы с очерта-

нием свода по эллипсису. Для испытания упругих свойств горных пород в производственных условиях применялись мощные гидравлические домкраты, опорные площадки которых играли роль штампов. Подобный метод применяется в СССР и за границей¹.

§ 35. ВЫВОДЫ

Приведённые выше гипотезы горного давления, принадлежащие целому ряду видных исследователей, должны ознакомить учащихся с принципиальным подходом отдельных авторов к этому актуальнейшему вопросу тоннелестроения.

Разнообразие гипотез обуславливается разнообразием представлений авторов о характере происходящего в горном массиве явления, в то время как последнее совершенно определённо.

Задача может быть наиболее правильно разрешена только на основе надлежаще поставленных в производственных условиях экспериментов. Последние могут потребовать опытных выработок. Результаты подобных исследований и

¹ Инж. С. А. Герчиков, Испытания упругих свойств пород Сулакской плотины

должны быть используемы для уточнённых расчётов подземных конструкций. Для предварительного назначения конструктивных размеров обделок тоннелей глубокого заложения можно пользоваться гипотезой проф. Протодяконова, а для тоннелей больших сечений — гипотезой Гейма и для мелкого заложения Сюкэ.

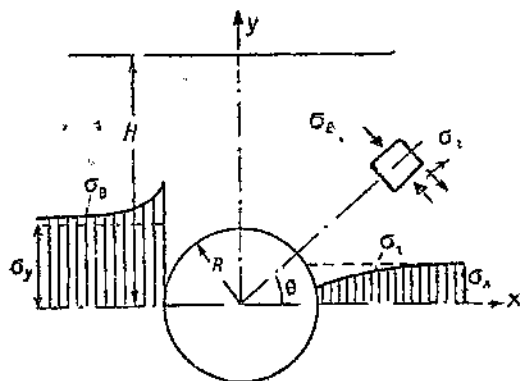
В качестве современного взгляда на сущность и качественную оценку явлений горного давления ниже приводится следующее обобщение.

Рассмотрению подлежит горное давление на различных этапах его проявления.

До выработки напряжённое состояние массива оценивается формулами, приведёнными в § 29.

В процессе ведения выработки частицы окружающей породы приходят в движение, что происходит потому, что установка крепления не может производиться немедленно вслед за разработкой, тем самым не обеспечивается абсолютно плотное прилегание крепления к породе.

Таким образом, породе предоставляется на некоторое время известная



Фиг. 172

свобода в деформациях, а первоначально действующие по контуру выработки напряжения или снимаются полностью (при отсутствии крепления) или компенсируются капиллярным давлением в глинистых породах, а затем заменяются частично, реакциями отпора со стороны крепи. Если вновь возникающие напряжения в массиве не превышают предела упругости для данной породы, то при однородной окружающей среде распределение нормальных напряжений может быть качественно изображено на фиг. 172, где показаны эпюры нормальных напряжений на уровне продольной оси выработки. Пунктиром показаны первоначальные напряжения в нетронутом массиве σ_x , σ_y для глубины H , а сплошной линией вновь появившиеся (вертикальные σ_θ и горизонтальные σ_r для глубины H).

Следует отметить, что отношение между главными напряжениями $\frac{\sigma_{r=R}}{\sigma_{\theta=0}}$ значительно меньше коэффициента бокового давления покоя k , т. е.

$$\frac{\sigma_{r=R}}{\sigma_{\theta=0}} < k = \frac{\sigma_x}{\sigma_y}.$$

Оно зависит от податливости крепления и при его отсутствии $\frac{\sigma_R}{\sigma_0} = 0$. Кроме того, обычно

$$\sigma_r < \sigma_x, \quad \sigma_\theta > \sigma_y.$$

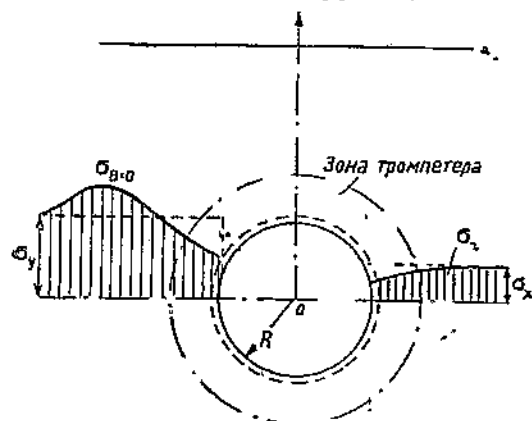
(фиг. 172). Давление, производимое породами на крепление σ_R в этой фазе (упругой), и называется первичным горным давлением.

Указанное состояние может быть исследовано методами теории упругости. Если возникающие напряжения превышают предел упругости, то происходит или частичное разрушение породы или появляются пластические деформации в наиболее напряженных областях.

При этом зоны повышенных напряжений отодвигаются внутрь массива, а вблизи выработки образуется так называемая зона пониженного давления Тромпетера.

Новый характер распределения напряжений качественно отличается от предшествующего в результате накопления количественных изменений, вызванных приспособлением породы (фиг. 173).

В зависимости от характера пород свойство их в зоне Тромпетера изменяется. Напряжения вблизи контура выработок обычно уменьшаются, а при надлежащем креплении наступает состояние равновесия.



Фиг. 173

Уменьшение напряжений в зоне, непосредственно примыкающей к выработке, обычно связано с возможностью развития деформаций породы, частичным разрушением или переходом породы в пластическое состояние.

Нарушение же породы в зоне Тромпетера может привести к разрыхлению породы, дальнейшему увеличению зоны и к полному обрушению породы внутрь выработки.

Давление, оказываемое породами на крепление (σ_R) в указанной фазе, называется установившимся или вторичным горным давлением.

Это состояние не подчиняется законам упругого равновесия, а поэтому задача по изучению его, как видно из изложенного выше, весьма сложна.

Давление на крепление обуславливается в большинстве случаев именно этим напряженным состоянием.

Таков качественный характер процесса перераспределения напряжений, указывающий на приспособляемость пород, окружающих выработку к новым условиям, вызываемым проходкой.

РАСЧЁТ ОБДЕЛОК ПОДКОВООБРАЗНОГО ОЧЕРТАНИЯ**§ 36. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЁТУ ОБДЕЛОК****1. Общие понятия**

Обделка тоннеля служит, как правило, для удержания потолка и боков выработки от обрушений.

Во всех случаях применения в тоннелях рабочей обделки это вызывает необходимость производить проверку прочности её соответствующим статическим расчётом.

В крепких, исключительно плотных, весьма устойчивых и невыветривающихся породах, в которых горное давление не проявляется, тоннели, как известно из гл. I, могут быть оставлены вовсе без обделки (фиг. 1). Это допустимо только при полном отсутствии в породе трещин и воды, когда нет никакой опасности обрушения внутрь тоннеля даже отдельных кусков породы. Такие тоннели по сравнению с тоннелями, закреплёнными обделкой, обходятся естественно дешевле, сроки сооружения их короче и работы по возведению — проще.

Поэтому при наличии соответствующих условий следует принимать именно такое решение, как наиболее целесообразное и экономичное. Породы, поддающиеся выветриванию, в этих случаях могут быть предохранены от поверхностного разрушения тонким слоем торкрета или цементной штукатурки толщиной в несколько сантиметров.

В этих случаях выбору очертания поперечного сечения выработки следует уделять должное внимание, поскольку распределение напряжений в породе вокруг выработки в значительной степени зависит от формы очертания её.

Как показывают теоретические исследования, подтверждаемые экспериментальными наблюдениями, наиболее целесообразной формой выработки в таких случаях надо считать подъёмистый свод коробового очертания (многоцентровая кривая).

Во всех остальных случаях проектирования выбор очертания поперечного сечения выработки следует производить в зависимости от того, какая из нагрузок, действующих на обделку тоннеля, имеет преимущественное значение.

В особо слабых, сильно водоносных породах (плывуны, илистые грунты), когда постройка тоннелей осуществляется щитовым способом, форма очертания тоннелей принимается круговая. Такая форма очертания, представляющая конструктивные и производственные преимущества для щитовой проходки, является также наиболее выгодной в статическом отношении при всестороннем давлении породы.

2. Нагрузки, действующие на обделку тоннеля

Правильное определение нагрузок, действующих на обделку, — одна из сложнейших проблем тоннельного строительства.

В зависимости от стадии проектирования (проектное задание, технический проект и рабочий проект) степень точности определения нагрузок должна быть различной. Для проектного задания исходные данные могут быть приняты весьма ориентировочно, в то время как для детального проекта требуются весьма подробные сведения о действующих на обделку нагрузках.

Для технического проекта обделки степень подробности определения исходных данных занимает промежуточное положение. Частично они могут быть получены опытным путём в натуре и частично — приняты по данным существующих тоннелей, возведённых в аналогичных условиях.

Все нагрузки, действующие на обделку тоннелей, могут быть разделены на постоянные и временные.

К числу первых следует отнести:

- 1) давление горных пород;
- 2) собственный вес обделки;
- 3) наружное давление воды.

Нагрузками, временно действующими на обделку, являются:

- 1) давление от подвижного состава (поезда или колонны автомашин);
- 2) наружное давление раствора — при производстве инъекции.

Напряжения, возникающие в обделке тоннеля, должны определяться от действия указанных выше нагрузок при наименее выгоднейшем сочетании их, могущем иметь место как в период возведения проектируемого тоннеля, так и в процессе последующей эксплуатации.

В соответствии с этим различают две следующие основные комбинации нагрузок, действующих на обделку.

Строительный случай, т. е. сочетание нагрузок, возможное только в период постройки тоннеля. Сюда входят: давление горных пород, собственный вес обделки, наружное давление воды и нагнетаемого раствора.

Если тоннель имеет двуслойную комбинированную обделку, то в расчёт на «строительный случай» вводится только наружная обделка (бетонная, из отдельных блоков, тюбингов и т. п.).

Эксплуатационный случай, т. е. сочетание нагрузок, соответствующее работе тоннеля при эксплуатации. Сюда входят: давление горных пород, полный вес всей обделки, давление от подвижного состава и наружное давление воды.

Для обделок, возводимых частями (например, при разработке тоннелей способом опёртого свода), обязательна дополнительная расчётная проверка части обделки, возводимой и работающей некоторое время как самостоятельная конструкция.

Напряжения, возникающие в обделке тоннелей при действии на неё внешних сил, не должны превосходить напряжений, допускаемых соответствующими техническими условиями и нормами проектирования (табл. 12, 13, 14 и 15).

Во всех случаях расчёта обделок напряжения проверяются в наиболее опасных сечениях обделки. Такими местами обычно считаются замковое сечение, пяты, сечения в третях свода, места сопряжения с обратным сводом, середина лотка и др.

Таблица 12

Допускаемые напряжения в бетоне подземных сооружений¹

Марки бетона	«170»	«140»	«110»	«90»
Наименование напряжений				
Сжатие осевое и при изгибе:				
а) основное	50	43	34	29
б) с учётом дополнительных нагрузок	60	52	41	35
Растяжение при изгибе и внецентренном сжатии:				
а) основное	4,0	3,5	3,0	2,5
б) с учётом дополнительных нагрузок	4,8	4,2	3,6	3,0
Скалывание и главные растягивающие напряжения при изгибе и внецентренном сжатии	4,0	3,5	3,0	2,5
Срез непосредственный	11,0	9,0	7,0	6,0

¹ Приложение № 9 § 135 Технических условий на проектирование и сооружение московского метрополитена, Москва, 1939 г.

Таблица 13

Допускаемые напряжения в арматуре подземных железобетонных сооружений в кг/см²*

Марки стали	Ст. 3	Ст. 5
Наименование напряжений		
Растяжение главной арматуры косых стержней и хомутов	1 200	1 450
То же с учётом дополнительных нагрузок	1 350	1 600
Срезающие напряжения	900	1 100

* Приложение № 10 к § 135 Технических условий на проектирование и сооружение московского метрополитена, Москва, 1939 г.

Таблица 14

Допускаемые напряжения в бетоне железобетонных сооружений в кг/см²*

Марки бетона	«250»	«200»	«170»	«140»	«110»	«90»
Наименование напряжений						
Сжатие осевое при $\frac{1}{b} = 14$ и $\frac{1}{D} = 12$	80	65	55	50	40	35
Сжатие при изгибе:						
а) основное	100	80	70	60	50	40
б) с учётом нагрузок, имеющих место лишь в процессе сооружения:	110	90	80	65	55	45
При проверке на сжатие сечений, имеющих в зоне растянутых волокон плиты, допускаемые напряжения повышаются на	22,0	18,0	15,0	13,0	10,0	8,0
Скалывающие (главные растягивающие) напряжения, при которых не требуется косых стержней	7,0	6,0	5,5	5,0	4,0	3,5
Предельные скалывающие (главные растягивающие) напряжения	18,0	15,0	14,0	12,0	10,0	9,0
Скалывающие напряжения, передаваемые на бетон по всей длине эпюры	5,5	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
Сцепление между бетоном и арматурой при круглых стержнях	10,0	8,0	7,0	5,5	4,5	3,5
Срез непосредственный	16,0	12,5	11,0	9,0	7,0	6,0

* Приложение № 11 к § 135 Технических условий на проектирование и сооружение московского метрополитена, Москва, 1939 г.

Таблица 15

Допускаемые давления на грунты оснований в кг/см²*

Категория пород	Характеристика
А. Невыветрившаяся скальная порода с малой трещиноватостью без карстовых пустот	Независимо от величины заглубления фундамента принимается до $\frac{1}{4}$ от временного сопротивления сжатого образца из породы естественной влажности
Б. Крупнообломочные породы:	
1) разбитая скала (не ружьяк)	15—5
2) гравий и галька	6—5
3) щебень	6—4
4) дресва	4—2

* Из указаний по проектированию и строительству фундаментов на естественных основаниях в условиях военного времени. Наркомстрой, 1942 г. Величины, указанные в таблице, относятся к основаниям, заложенным на глубине 2 м ниже дневной поверхности.

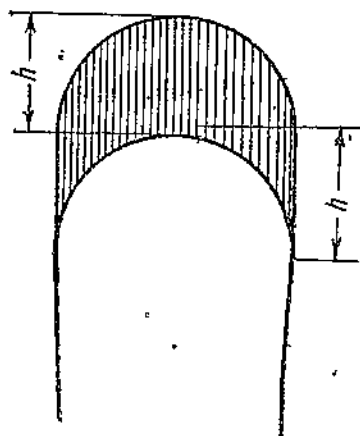
Категория пород	Характеристика	
	Плотные	Средней плотности
В. Песчаные грунты:		
1) песок крупный и гравелистый независимо от влажности	4,5	3,5
2) песок средней крупности независимо от влажности	4,0	3,0
3) мелкий песок:		
сухой	3,5	2,5
влажный и насыщенный	3,0	2,0
4) пылеватый песок:		
сухой	3,0	2,5
влажный	2,5	2,0
насыщенный водой	2,0	1,5
5) супесь:		
сухая	2,5	2,0
влажная	2,0	1,5

При этом напряжения, соответствующие эксплуатационному случаю расчёта обделки, не должны превосходить основных напряжений, предусмотренных нормами. Напряжения, получаемые при расчётной проверке обделки в строительном случае работы её, так же как и для случаев временной работы обделки отдельными частями, не должны превосходить напряжений, допускаемых соответствующими нормами при учёте дополнительных нагрузок.

При статическом расчёте обделки тоннель должен быть разделён на отдельные участки, на протяжении каждого из которых конструкция и размеры обделки остаются неизменными, а условия её статической работы изменяются в небольших пределах (интенсивность давления горных пород и давления раствора, упругая сопротивляемость пород и т. п.).

Для каждого из таких участков тоннеля составляется отдельный проект обделки на основе характерных, наименее благоприятных исходных данных.

Привязка отдельных типов обделки к определённым участкам тоннеля производится на основе инженерно-геологических исследований в направляющем ходе, что даёт возможность точнее назначать требуемые размеры расширения тоннеля на полный профиль.



Фиг. 174

Главной нагрузкой, действующей на обделки тоннелей, является горное давление, во многих случаях обуславливающее основные размеры их. В связи с этим в каждом отдельном случае проектирования тоннеля приобретает весьма важное значение, по возможности, точное опытное определение величины горного давления, действующего на обделку его.

В первоначальной стадии проектирования обделок величину горного давления можно определять по существующим эмпирическим формулам, приведённым в главе VI. При этом представляется целесообразным при установлении высоты цилиндрического тела обрушения над выработкой (по формуле Протоджяконова) принимать очертание его по той же кривой, что и наружное очертание обделки тоннеля.

Как показано на фиг. 174, это равносильно принятию нагрузки, равномерно распределённой по горизонтальной проекции свода тоннеля.

Входящий в формулу коэффициент крепости породы может быть определён по данным главы VI.

В порталных участках тоннелей горное давление при расчёте обделок должно приниматься равным полному весу столба породы над выработкой.

5
Глубина залегания тоннеля, при которой расчёт обделки следует производить, как исключение, на полный вес столба породы, определяется в зависимости от геологического строения массива, пересекаемого тоннелем, размеров поперечного сечения выработки и способа её разработки.

При вычислении горного давления по формулам главы VI вес пород принимается по соответствующим таблицам.

Величина горного давления при детальном (рабочем) проектировании обделок определяется по данным исследований в натуре над опытными кольцами обделок или над крепями тоннельной выработки, раскрытой на полный профиль.

Для технических проектов обделок тоннелей величину горного давления при расчёте их допускается принимать по данным соответствующих исследований в выработке направляющего хода, с экстраполяцией этих данных до размеров выработки полного профиля.

Обделки косогорных участков тоннеля неглубокого заложения, так же как и обделки, прорезающие наклонные напластования пород с односторонним горным давлением, должны рассчитываться на несимметричную внешнюю нагрузку.

Горное давление при падении пластов породы вдоль оси тоннеля («в крест пластов») учитывается как наклонно действующая сила только в порталных участках его при наличии опасности разрыва обделки и угрозе сдвига одной части её по другой в направлении напластования пород.

Практически горное давление чаще всего действует в кровле тоннельной выработки. В отдельных случаях оно может быть обнаружено и в подошве тоннеля. В этих случаях его следует вводить в расчёт обделок после установления величины давления на обделку снизу по данным исследований, в опытных выработках по трассе проектируемого тоннеля.

В отношении бокового горного давления следует иметь в виду, что учёт его идёт не в запас прочности обделки. Поэтому вводить в расчёт боковое горное давление следует, лишь в тех случаях, когда наличие его, безусловно, установлено опытом.

Практически же при расчёте тоннельных обделок в породах, обладающих упругой сопротивляемостью, обычно пренебрегают влиянием бокового давления, вводя взамен этого так называемый «упругий отпор пород».

3. Реактивное действие породы

Расчёты обделок тоннелей производятся методами строительной механики. Влияние породы на обделку заменяется в этих методах действием соответствующим образом найденных сил как активных (горное давление), так и пассивных (упругий отпор). При определении напряжений принято рассматривать породу как линейно деформируемое тело. Получаемая опытным путём зависимость между напряжениями и деформациями выражается для пород кривой. Однако в определённых пределах, с достаточной для практических целей точностью, можно считать зависимость между сжимающими напряжениями и деформациями линейной. Это тем более допустимо, так как нагрузка на грунты в основаниях и за стенками сооружений обычно выбирается так, чтобы не был превзойдён предел пропорциональности между напряжениями и деформациями.

Рассматривая горные породы как линейно деформируемые тела, можно при решении вопроса о распределении напряжений в них применять уравнения математической теории упругости. Желая проверить это практически, Фёпль, а затем Бастиан и др. произвели опыты над загрузкой площадок различными грузами, при этом деформации пород оказались аналогичными деформациям упругого полупространства.

Как установлено теорией упругости, для изотропного тела, т. е. тела, упругие свойства которого в различных направлениях одни и те же, все коэффициенты упругости могут быть выражены через две постоянные.

За такие постоянные в технических расчётах принимают модуль нормальной упругости, или модуль Юнга E , и коэффициент Пуассона μ .

Для связных пород величину модуля Юнга можно определить на основании результатов измерения деформаций при последовательных нагрузках и разгрузках образца породы по известной формуле:

$$E = \frac{\sigma}{\lambda},$$

где σ — нормальное сжимающее напряжение (давление);

λ — относительное упругое изменение длины образца по направлению давления.

Понятие модуля нормальной упругости E следует относить лишь к чисто упругой деформации образца породы, не смешивая его с модулем общей деформации E_0 , характеризующим свойства сжимаемого слоя породы без возможности его бокового расширения.

Значения модулей нормальной упругости, характерных для некоторых пород, приводятся в табл. 16.

Таблица 16

Значения модуля нормальной упругости для различных пород

Наименование породы	E (кг/см ²)	Источники
Пылуи в условиях естественного залегания	145—511	Н. Н. Иванов и Пономарёв, Строительные свойства грунтов Iterson. Журнал «Baupingenieur», 1928 г. N 48.
Мелкий дюнный песок	370—540	
Жёлтая осадочная глина	195—7300	
Глина	$0,1 \times 10^4$ — $1,0 \times 10^4$	
Глинистый мергель	$0,3 \times 10^4$ — $8,3 \times 10^4$	К. Терцаги, Основания механики грунтов, Герчинов, Исследование упругих свойств горных пород. Stoecke. Журнал Zeitschr. der Berg-Hütten- und Salinenwesen. 1934 г. Bd. 82 N 6.
Песчанник	10×10^4 — $27,8 \times 10^4$	
Песчаный сланец	$19,8 \times 10^4$ — $36,0 \times 10^4$	
Глинистый сланец	$25,6 \times 10^4$ — 55×10^4	
Известняк	44×10^4 — 147×10^4	Герчинов, Исследование упругих свойств горных пород. Saenger, Stoecke. Журнал «Der Strassenbau». 1931 г. N 21.
Базальт	43×10^4 — $106,3 \times 10^4$	
Песчанник	$46,6 \times 10^4$ — $54,3 \times 10^4$	
Гранит	$54,3 \times 10^4$ — $69,0 \times 10^4$	
Порфир	$65,6 \times 10^4$ — 70×10^4	
Диабаз	$66,7 \times 10^4$ — $78,7 \times 10^4$	

Значения коэффициента Пуассона для некоторых пород, полученные опытным путём, приводятся в табл. 17. Некоторые ориентировочные значения осреднённых коэффициентов Пуассона для глинистых и песчаных пород приводятся в Технических условиях и нормах проектирования гидротехнических сооружений¹.

Таблица 17

Значения коэффициента Пуассона

Наименование породы	Коэффициент Пуассона	Рекомендуемая величина	Исследователь
Гравелисто-галечный	0,12—0,17	0,16	Цытович и Копылова
Песок	0,17—0,24	0,20	Вильсон
Песок	0,20—0,29	0,20	Терцаги
Супесь	0,21—0,29	0,25	Гуменский, Цытович

¹ Определение геотехнических характеристик грунта, 1941 г., стр. 13.

Наименование породы	Коэффициент Пуассона	Рекомендуемая величина	Исследователь
Суглинок	0,30—0,37	0,30—0,35	Покровский и др.
Глинистые породы	0,36—0,39	0,35—0,37	Терцаги
Глина тяжёлая	0,40	0,40	Гуменский
Известняк	0,25—0,33		Герчиков, Исследования упругих свойств горной породы
Глинистый мергель	0,29—0,33		Лоуэнс
Песчаник	0,29—0,30		Лабор. акад. Динника
Глинистый сланец	0,30		Гутенберг
То же	0,15—0,20		
Диабаз	0,28		

Из методов определения упругих деформаций пород выше упоминался метод, основанный на математической теории упругости. Его иногда называют методом общих деформаций, поскольку в нём учитываются перемещения не только точек, лежащих под нагруженной поверхностью, но и точек, лежащих вне её.

В отличие от этого метода существует метод местных деформаций, при помощи которого определяются лишь осадки нагруженной поверхности без учёта общих деформаций упругой среды.

В настоящее время почти единственным методом определения упругих деформаций пород в практике проектирования всех видов инженерных сооружений является метод местных деформаций, основанный на гипотезе Винклера—Шведлера¹. Последняя, как известно, предполагает давление p в любой точке основания прямо пропорциональным местной осадке y породы в этой точке, т. е.

$$p = ky, \quad (72)$$

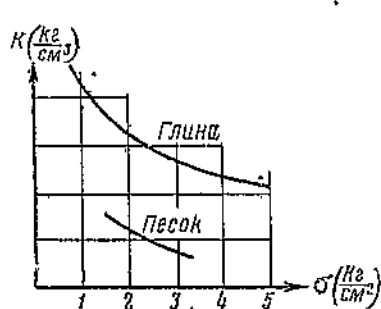
где p — удельное давление;

y — вертикальное перемещение точки (осадка);

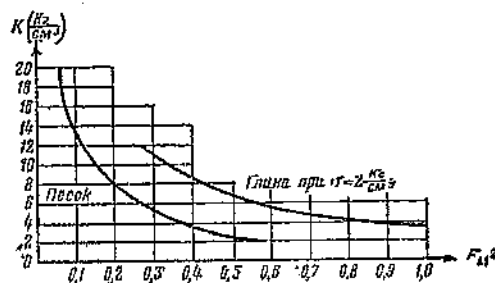
k — коэффициент упругого равномерного сжатия породы.

Такое предположение о простейшем соотношении между давлением и осадкой страдает тем недостатком, что напряжённое состояние основания в каждой точке его считается причиной деформаций именно только в этой точке.

В действительности же местная деформация породы зависит не только от давления в этой точке, но и от давлений в других точках. Под нагрузкой фунда-



Фиг. 175



Фиг. 176

мента или стенки работает упругое полупространство, и деформация сооружения происходит совместно со всей массой породы, на которую оно опирается, т. е. по схеме упомянутого выше метода общих деформаций.

¹ См. проф. Дмоховский и Богословский, Основания и фундаменты, 1940, стр. 163.

Однако для массового применения метода общих деформаций, или так называемой «теории расчёта сооружений без гипотезы Винклера—Шведлера», существует много препятствий. Главнейшими из них являются сложность и недостаточная разработанность расчётных схем этого метода.

Эти обстоятельства и послужили причиной широкого применения в современной практике проектирования сооружений на упругом основании методов расчёта, основанных на гипотезе Винклера—Шведлера [формула (72)].

Опыты показывают, что величина коэффициента упругого сжатия породы k зависит от ряда факторов, из которых главнейшими являются величина внешнего давления, размеры и форма нагруженной площади и, наконец, жёсткость конструкции, передающей нагрузку на породу.

Для характеристики этих зависимостей на графиках фиг. 175 и 176 приводятся кривые изменения k от величины сжимающего напряжения σ и площади передачи нагрузки F , полученные экспериментальным путём для глин канала Волга—Дон и для песка по данным Гольдмана и Вольтербека¹.

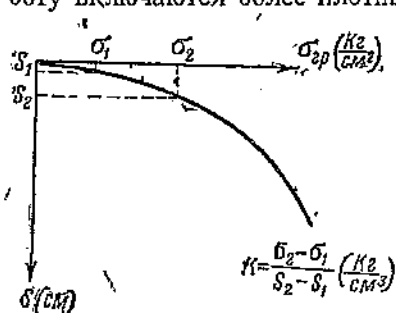
Чем больше площадь передачи давления при одной и той же величине удельного давления, тем меньше коэффициент k .

Путём сравнения упругих осадок по методам общих и местных деформаций можно аналитически установить следующую зависимость между коэффициентами упругого сжатия k_1 и k_2 при различных площадях загрузки F_1 и F_2 :

$$k_2 = k_1 \sqrt{\frac{F_1}{F_2}}. \quad (73)$$

Как показывают опыты, с достаточной для практических целей точностью последней зависимостью можно пользоваться при величине площади загрузки до 10 м^2 . При больших площадях величину коэффициента k можно считать не зависящей от величины площади.

Это объясняется отчасти тем, что при больших площадях загрузки в работу включаются более плотные слои породы, залегающие на большей глубине.



Фиг. 177

Опытные исследования грунтов оснований, так же как и горных пород в тоннельных выработках, производятся, как известно, с помощью штампов, т. е. квадратной формы жёстких площадок, вдавливаемых нагрузкой в испытываемый грунт.

На основании изложенного выше при опытном определении коэффициента упругого сжатия пород k_2 следует определять величину его k_1 для опытного штампа (желательно с площадью подошвы $F_1 \geq 1 \text{ м}^2$) и по приведённой выше формуле (73) определять значение коэффициента упругого сжатия для данной площади загрузки. Если последняя превосходит 10 м^2 , то в формулу подставляется $F_2 = 10 \text{ м}^2$.

Для уточнения коэффициента упругого сжатия породы опытным путём достаточно бывает получить экспериментально кривую зависимости напряжений от осадки штампа в испытываемой породе, подобную приводимой на фиг. 177. Стороны штампа должны быть не менее $0,7 \text{ м}$.

Величину k можно также определить и по теоретической формуле, данной проф. Н. М. Герсвановым и инж. Мачерет в следующем виде:

$$k = 0,28 \sqrt{\frac{BE_1^4}{(1-\mu)^4 EJ}}, \quad (74)$$

где B — ширина в см ;

E_1 — модуль деформации пород в кг/см^2 ;

μ — коэффициент Пуассона для породы;

EJ — жёсткость балки.

¹ См. проф. Дмоховский и Богословский, Основания и фундаменты, 1940, стр. 163.

Данные о коэффициенте k приведены в табл. 18.

Таблица 18 *)

Коэффициенты упругого сжатия для различных пород

№ по пор.	Характеристика породы	k в т/м ²
1	Плыун. Песок свеженасыпанный. Глина мокрая (размягченная)	$0,10 \div 0,05 \cdot 10^4$
2	Песок слежавшийся. Гравий насыпной. Глина влажная	$(0,05 \div 0,5) \cdot 10^4$
3	Песок плотно слежавшийся. Гравий плотно слежавшийся. Щебень, Хрящ. Глина малой влажности	$(0,5 \div 1,0) \cdot 10^4$
4	Грунт песчано-глинистый, искусственно уплотненный. Глина твердая	$(1,0 \div 2,0) \cdot 10^4$
5	Мягкая трещиноватая скала. Известняк. Песчаник. Мерзлота	$(2,0 \div 10,0) \cdot 10^4$
6	Хорошая, твердая скала	$(10 \div 150) \cdot 10^4$

*) Таблица взята из книги Корневиц С. Ф. и Эндер Г. В., Формулы для расчёта балок на упругом основании, Госстройиздат, 1932 г.

Вопросу возможно точного определения способности пород выработки оказывать противодействие обделке тоннеля при деформации её под внешней нагрузкой уделяют в современном строительстве тоннелей весьма большое внимание. Учёт совместной работы обделки тоннеля и окружающей его горной породы даёт для проектирования и расчёта подземных сооружений тем больший эффект, чем выше крепость, прочность и особенно упругая сопротивляемость горных пород.

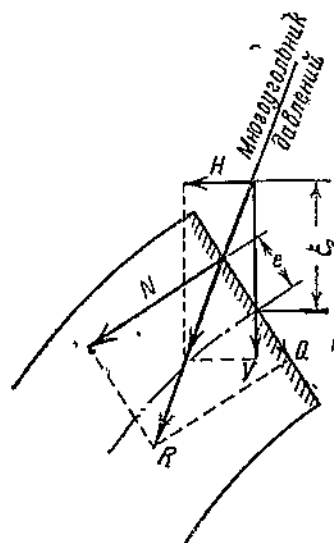
Методов опытного определения коэффициента отпора пород существует несколько (см. главу VI). Для тоннелей напорных, т. е. имеющих круговое очертание и подвергающихся в основном давлению воды изнутри, характеристика упругой деформации пород (коэффициент упругого сжатия) определяется одновременно по всему контуру.

В тоннелях горных характеристику упругой сопротивляемости боков и подошвы выработки допускается устанавливать при помощи испытания отдельных площадок в выработках как полного профиля, так и направляющего хода.

В породах с незначительным коэффициентом упругой сопротивляемости пород последнюю вводить в статические расчёты обделок тоннелей не рекомендуется.

Однако и при проектировании тоннелей, прорезающих даже самые твёрдые и крепкие породы, вводить в расчёты упругую сопротивляемость последних будет также недопустимо, если не приняты соответствующие меры, обеспечивающие совместную работу обделки и пород.

На такую работу можно рассчитывать только при плотном примыкании наружной поверхности тоннельной обделки к бокам и кровле выработки. Последнее должно быть обеспечено в процессе производства работ соответствующим проведением бетонирования стенок и свода обделки после освобождения выработки от крепей и последующим уплотнением всех промежутков между обделкой и породой нагнетанием раствора.



Фиг. 178

4. Рациональное очертание обделок тоннелей

Свод является основной, самой ответственной и наиболее напряжённой частью тоннельной обделки. При действии на обделку внешних сил (активных и пассивных) в своде возникают усилия, в основном сжимающие (центрально и внецентренно). Нетрудно убедиться в том, что в самом общем случае действия равнодействующей R всех сил в сечении свода (фиг. 178) она может быть заменена вертикальной составляющей V , проходящей через центр рассматриваемого сечения свода и горизонтальной составляющей H (распор).

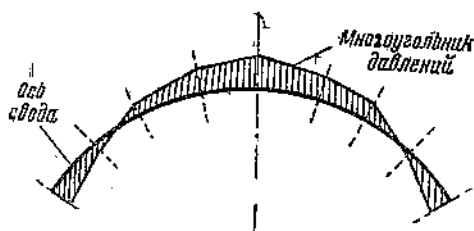
Однако равнодействующую R всех сил, приложенных в рассматриваемом сечении, можно было бы разложить на нормально действующую в нём силу N и поперечную силу Q .

Тогда из равенства выражений для изгибающего момента:

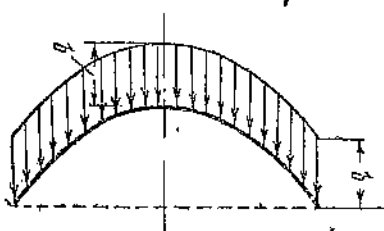
$$M = Ne = H\xi$$

заключаем, что при вертикально действующих на свод нагрузках (т. е. постоянной величине распора H во всех сечениях свода) ординаты многоугольника давления в сечениях его, отсчитываемые от центральной оси свода, представляют собой эпюру изгибающих моментов (заштрихованную на фиг. 179).

Задача рационального проектирования свода при заданной внешней нагрузке сводится к выбору такого очертания его, при котором действующие в се-



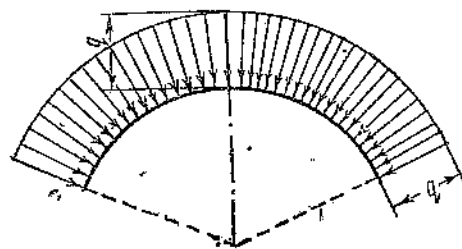
Фиг. 179



Фиг. 180

чениях свода моменты будут минимальными или будут отсутствовать вовсе. Это будет иметь место только в своде, очерченном по кривой давления от действующих на него нагрузок.

Можно показать, что для трёхшарнирного свода при действии вертикальной нагрузки, равномерно распределённой по горизонтальной проекции его, рациональным очертанием является парабола (фиг. 180). То же получается для бесшарнирного свода, если пренебречь влиянием нормальных и перерезывающих сил на деформации его¹.



Фиг. 181

При действии радиальной равномерно распределённой нагрузки сводом с «безмоментной» осью является свод, очерченный по окружности (фиг. 181).

Выбору рационального очертания посвящено весьма большое число трудов в области исследований работы мостовых сводов. В мостах выбор рациональных очертаний сводов усложняется необходимостью учёта временно действующих на них нагрузок. Как известно, в большинстве случаев рациональные очертания массивных сводов (бетонных и каменных) подбираются в мостах из условий «безмоментной» работы их от действия постоянной нагрузки и работы в пределах допускаемых напряжений от временно действующих на свод нагрузок.

¹ Проф. Бернштейн, Основы расчёта статически неопределимых систем, 1936 г., стр. 176.

Для тоннелей выбор рационального очертания сводов, с одной стороны, облегчается в связи с отсутствием временно действующих на свод тоннеля нагрузок. С другой стороны, некоторая неопределённость величины основной нагрузки — горного давления, так же как и упругого отпора породы, не позволяет точно подбирать рациональные очертания тоннельных обделок. К тому же давление горных пород на обделку тоннеля может сильно меняться по длине его, в то время как условия производства работ не позволяют столь частого изменения кривой очертания свода на различных участках.

В действительности, даже и в мостовых сооружениях применением рациональных очертаний сводов можно только уменьшить действующие в них моменты, но не исключить их вовсе, так как упругие деформации, усадка, температура и пр. вызывают во всех случаях дополнительные изгибающие моменты в сечениях свода.

Опыты показывают, например, что явление усадки бетона затухает окончательно после весьма значительного промежутка времени, часто в несколько лет, и происходящие вследствие этого пластические (неупругие) деформации бетона вызывают в своде весьма ощутительное перераспределение внутренних напряжений по сравнению с теоретическим.

Поэтому становится ясно, насколько относительным является выбор «безмоментной» оси тоннельных сводов.

В практике проектирования обделок довольствуются обычно первым приближением. Когда опытное определение горного давления даёт возможность получить подлинное значение действующей на обделку нагрузки, рациональное очертание свода может быть определено более точно методом подбора. Для этого, задаваясь предварительно очертанием свода по коробовой кривой, а в пологих сводах по дуге круга, принимают центры замкового и пятовых сечений за шарниры и строят графически кривую давления для трёхшарнирного свода. Полученную кривую принимают за новую ось свода и повторяют построение вновь. Обычно двукратного построения кривой давления бывает достаточно.

Следует иметь в виду, что во всех случаях в рационально выбранное очертание свода должны вписываться соответствующие стандарты габаритов (для железнодорожных тоннелей Ст. 1 или Ст. 2 по ГОСТ 6435, фиг. 6).

Как показывает практика проектирования тоннелей горного типа, при преимущественном значении горного давления сверху рациональным очертанием обделки является подъёмистый свод; при сильном боковом давлении — округлённые стенки; наконец, при сильном боковом давлении и давлении снизу — криволинейный лоток.

Вопрос выбора рационального очертания тоннельных сводов теряет в значительной мере свою остроту как только распределение внешних нагрузок, действующих на обделку, меняется по трассе проектируемого тоннеля.

Вследствие этого размеры сводов из материалов, слабо сопротивляющихся растягивающим напряжениям, приходится проектировать с большим запасом.

Это вызвало применение в тоннелях железобетона — материала, хорошо работающего как на сжатие, так и на растяжение. Кроме того, железобетонные обделки вследствие меньшей толщины менее подвержены вредным дополнительным напряжениям от усадки бетона и колебаний температуры.

§ 37. МЕТОДЫ РАСЧЁТА ОБДЕЛОК

1. Установление расчётной схемы обделки

Обделкам транспортных тоннелей придают форму и очертание в зависимости от характера и величины действующих на них внешних нагрузок и числа путей.

Как показывают образцы рационально запроектированных обделок железнодорожных тоннелей, разнообразные сочетания этих двух факторов часто дают разновидности обделок, сильно отличающиеся одна от другой как по конструкции, так и по расчётным схемам.

Однако во всех случаях проектирования тоннелей преобладающее значение получает вопрос минимальной по объёму обделки, поскольку это сказывается всегда не только в экономии строительных материалов для обделки, но и в сокращении объёма весьма дорогостоящей выработки.

Тяжёлые и массивные стенки обделок (типа устоев мостов или труб под насыпями) не удовлетворяют этим жёстким требованиям наименьшего объёма обделки и выработки и в современных тоннелях по этой причине применяются редко. Жёстким стенкам, т. е. опорам, по своим размерам поперечного сечения значительно превышающим толщину свода, остаётся сейчас в подземном строительстве только область слабых пород. В подобных породах и только для тоннелей больших поперечных сечений (например, двухпутных) представляется иногда целесообразным обеспечивать условия закрепления пят свода устройством массивных стенок.

Во всех остальных случаях, когда породы вокруг тоннеля в состоянии оказать отпор деформации обделки, — рациональной конструкцией её будет подвёмистый свод с пятами, заглублёнными в подошву выработки (фиг. 184).

Для обделок однопутных тоннелей, возводимых в слабых породах со значительным боковым горным давлением или давлением пород снизу, может представиться целесообразным устройство обделки, не разрывной по всему периметру, т. е. в виде замкнутого контура (фиг. 185). Такого рода обделка может быть для удобства расчёта расчленена на подвёмистый свод и лоток, причём свод должен рассматриваться в этом случае как заделанный упруго в лоток, лежащий на упругом основании.

Деформации тоннельной обделки под действием внешних нагрузок вызывают со стороны окружающих её горных пород сопротивление в виде сил упругого отпора за боковыми гранями стенок и опорных реакций под нижним лотком.

Точный учёт этих пассивных сил в значительной степени усложняется трудностью установления способности различных горных пород упруго сопротивляться внешним воздействиям.

Это представляет собой основную задачу расчёта сооружений на упругом основании и в упругой среде, до настоящего времени, как известно, ещё точно не решённую. В современной теории расчёта ещё существуют теории и гипотезы, заметно отличающиеся одна от другой. (Гипотеза Шведлера—Винклера, упруго тела и др.)

Резюмируя, можно в отношении выбора конструкций и расчётных схем обделок транспортных горных тоннелей прийти к следующим общим выводам.

Как указывалось уже выше, тоннели без обделок допускается применять только в породах прочных и плотных, когда горное давление полностью отсутствует и всякая вероятность даже случайных вывалов породы исключена.

Следует иметь в виду, что эти требования для тоннелей двухпутных должны быть соответственно повышены.

Двухпутные тоннели, оставляя без обделки допускается только в исключительно твёрдых и прочных породах плотного сложения (без трещин).

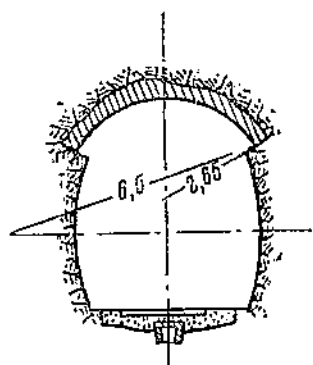
Как в однопутных, так и в двухпутных тоннелях, прорезающих прочные и достаточно плотные, но не гарантирующие от случайных вывалов породы, из-за трещиноватости их, рекомендуется устройство обделки тоннеля в виде пологого свода, опёртого в бока выработки (фиг. 182 — тоннель Диппербах).

Расчётная схема обделки в этих случаях представляет собой свод с упруго заделанными в породу пятами. Степень защемлённости пят характеризуется при этом упругой сопротивляемостью пород, т. е. коэффициентом k .

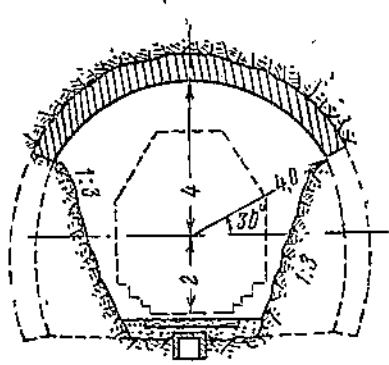
Очевидно, та же расчётная схема в виде пологого свода с упруго заделанными пятами должна быть принята и при частичном возведении обделок двухпутных тоннелей, временно разрабатываемых под один путь, но в дальнейшем предполагаемых к расширению под два пути (фиг. 183 — тоннель Шее).

Размеры сечений свода определяются напряжениями, возникающими в них при наименьгоднейшем сочетании всех внешних нагрузок, а размеры пят — напряжениями в породе, возникающими под ними.

Для тоннелей однопутных, прорезающих слабые породы, а также для двухпутных, проходящих в породах средней крепости, должна применяться обделка в виде подъёмистого свода с пятами, заглублёнными в подошву выработки (фиг. 184).



Фиг. 182



Фиг. 183

В этих случаях расчётная схема обделки может быть принята в виде подъёмистого свода, упруго защемлённого пятами в породу на уровне подошвы выработки. Упругое защемление пят подъёмистого свода может быть учтено в расчёте в виде углов поворота их. Горизонтальное перемещение пят ввиду значительных сил трения, развивающихся по подошве их, обычно отсутствует.

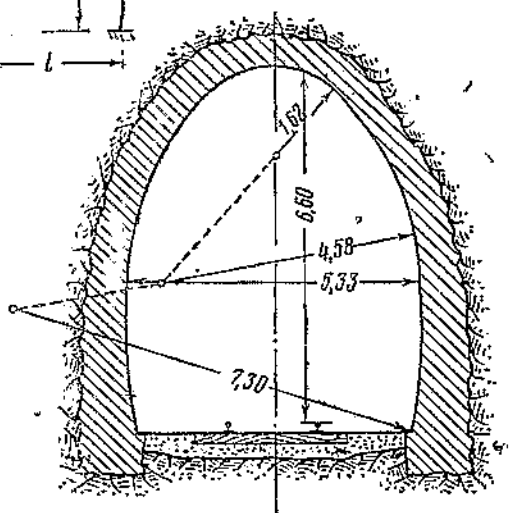
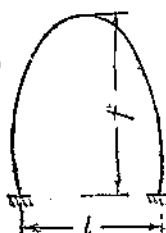
При расчёте обделок в виде подъёмистых сводов, сооружаемых в породах средней крепости, необходимо учитывать упругий отпор и силы трения по боковым поверхностям обделки.

В весьма слабых породах обделки однопутных тоннелей следует проектировать неразрывными (сплошными) по всему периметру, принимая в соответствии с этим и расчётную схему их в виде замкнутого контура (фиг. 106).

Обделки двухпутных тоннелей, возводимых в слабых породах, иногда представляется целесообразным проектировать с массивными стенками. Обделки такой конструкции для однопутных тоннелей встречаются сравнительно редко (фиг. 185—тоннель Коптевич).

Соответствующая этому типу обделки расчётная схема (фиг. 186) представляет собой свод с упруго заделанными в абсолютно жёсткие стенки пятами. Вследствие поворота боковых стенок пята свода получают соответственно поворот и горизонтальное перемещение. По наружным граням стенок возникает при этом упругий отпор породы, эпюра которого вследствие сделанного предположения об абсолютной жёсткости стенок может быть принята очерченной по прямой.

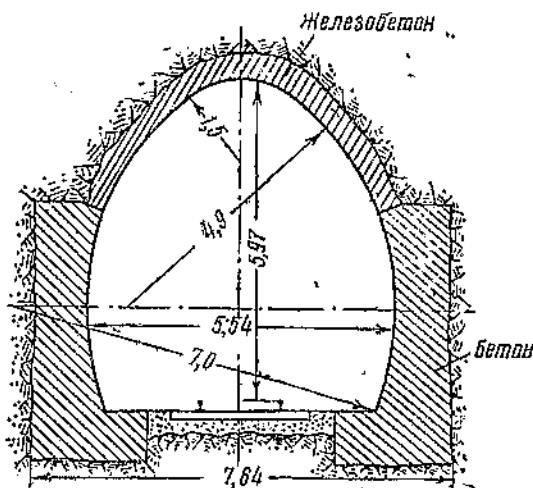
В общем случае расчёта обделки сопротивляемость пород по боковой поверхности и в подошве её будет разная, и поэтому её принято характеризовать различными коэффициентами отпора k_c и k_n , причём, k_c , как правило, меньше k_n .



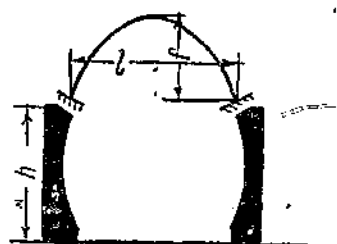
Фиг. 184

При выборе расчётной схемы тоннельной обделки следует постоянно иметь в виду, что соответствие расчётной схемы и конструкции обделки должно устанавливаться не только по признакам внешнего сходства их, но и из рассмотрения и реальной оценки существа работы всей конструкции.

Так, если тоннельная обделка имеет в подошве сравнительно тонкий лоток, возводимый после раскружаливания верхнего свода, то неправильно было бы

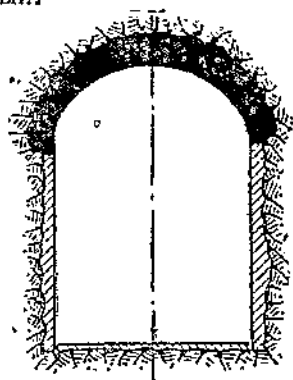


Фиг. 185

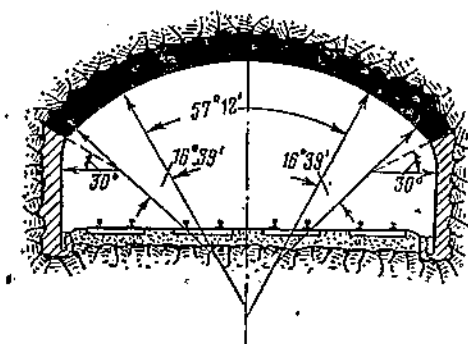


Фиг. 186

рассчитывать её как конструкцию замкнутого очертания. В этом случае следует верхний подъёмистый свод рассматривать как заделанный упруго в подошву выработки. Обратный свод, возводимый после того, как обделка уже деформировалась под действием нагрузок, может рассматриваться как жёстко зачёмлѐнный.



Фиг. 187



Фиг. 188

В тех случаях, когда обделка однопутного или двухпутного тоннеля в виде подъёмистого свода или замкнутого контура имеет явно выраженный массивный свод и сравнительно слабые стенки, следует рассчитывать свод отдельно от стенок с упругим защемлением его в породу (фиг. 187 — тоннель Каскад).

Такое же выделение в расчётах свода может иметь место в обделках тоннелей, прорезающих скальные породы, даже в тех случаях, когда толщина стенок обделки немногим отличается от толщины её в кровле (фиг. 188 — тоннель Бергенхилл). Выделяемый при этом для расчёта «рабочий» свод может быть ограничен пятовыми сечениями, наклонѐнными к горизонту примерно под углом 30° .

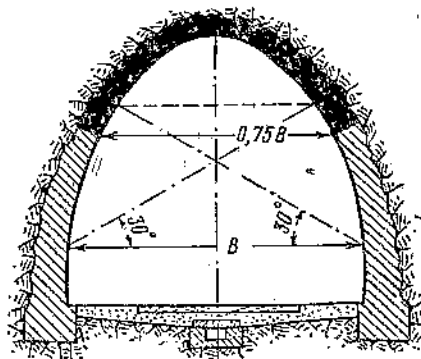
Если при выполнении этого условия пролѐт «рабочего» свода в свету составит меньше 0,75 от B максимального пролѐта обделки, то пяты расчётного свода

надлежит выбирать на такой высоте, чтобы отверстие в свету рабочего свода составляло $0,75 B$ (фиг. 189 — тоннели Круго-Байкальской железной дороги).

Рабочий свод рассчитывается как свод с упруго заделанными пятнами. При этом пятны свода допускается рассматривать как опёртые на однородное упругое основание, характеризуемое постоянным коэффициентом «податливости», совпадающим с коэффициентом упругого отпора породы, окружающей обделку¹.

На фиг. 187—189 рабочий свод показан зачернённым.

Все изложенные выше соображения по выбору конструкции и расчётной схемы обделок железнодорожных тоннелей имеют лишь самое общее значение. В каждом отдельном случае проектирования тоннеля выбор конструкции обделки, а следовательно, и расчётной схемы её, должен быть основан на технико-экономическом сопоставлении ряда вариантов, по возможности точнее учитывающих все исходные данные и местные условия.



Фиг. 189

2. Свод как основной расчётный элемент обделки

Во всех случаях проектирования горного тоннеля глубокого заложения перекрывающий выработку свод является основным расчётным элементом тоннельной обделки.

Основателем теории расчёта свода как упругого тела считается Навье.

Он впервые дал объяснение явлению разрушения свода вследствие раздавливания или разрыва его. Считая материал свода упругим, Навье задаётся гипотезой плоского распределения напряжений и даёт общеизвестную в строительной механике формулу для определения напряжений при внецентренном сжатии:

$$\sigma = \frac{N}{\omega} \pm \frac{M}{W}.$$

Применяя эту формулу к расчёту свода, Навье доказал, что кривая давления не должна выходить из пределов средней трети толщины свода, в то время как предшественник Навье—Кулон—требовал, чтобы кривая давления не выходила из пределов тела свода.

В России расчёт свода как упругой арки был применён впервые в 1889 г. при проверке прочности и устойчивости обделки Сурамского железнодорожного тоннеля на Кавказе.

3. Расчёт обделки в виде пологого свода

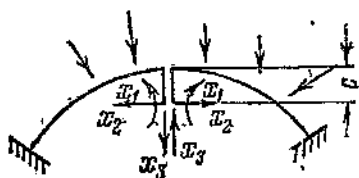
Бесшарнирный свод является, как известно, системой трижды статически неопределимой. Основную статически определимую систему можно получить, разрезав мысленно свод в любом сечении. Для симметричного свода выгоднее сохранить симметрию и в основной системе, произведя разрез посередине пролёта, т. е. в замке. В этом случае основная система представляет собой две криволинейные консоли (фиг. 190).

Влияние отброшенных в месте разреза связей может быть заменено двумя равными и противоположно направленными моментами X_1 , горизонтальными силами X_2 и вертикальными силами X_3 , приложенными на концах абсолютно жёстких выносных консолей на некотором расстоянии c от замка.

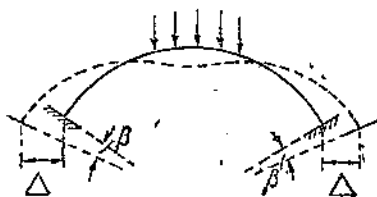
¹ Технические условия и нормы проектирования деривационных тоннелей, Стройиздат, Наркомстрой, 1941 г.

Расчёт тоннельных обделок производится обычно на симметричную нагрузку. В этом случае перерезывающая сила в замке X_3 равна нулю и система становится дважды статически неопределимой.

Для определения лишних неизвестных X_1 и X_2 можно воспользоваться тем, что взаимный поворот концов выносных консолей и взаимное горизонтальное



Фиг. 190



Фиг. 191

перемещение их равны нулю. Тогда каноническое уравнение деформации для свода с упруго закреплёнными пятнами будут иметь вид:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \Delta_{1p} + \Delta_{1\beta} + \Delta_{1\Delta} &= 0 \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + \Delta_{2\beta} + \Delta_{2\Delta} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (75)$$

Здесь $\Delta_{1\beta}$ и $\Delta_{2\beta}$ — взаимный угол поворота и взаимное горизонтальное перемещение концов выносных консолей, вызванное поворотом пят на угол β , а $\Delta_{1\Delta}$ и $\Delta_{2\Delta}$ аналогичные перемещения, вызванные горизонтальным смещением пят на величину Δ (фиг. 191).

Соответствующим выбором длины выносных консолей s можно добиться равенства нулю побочных перемещений $\delta_{12} = \delta_{21}$.

Если рассматривать свод как брус большой кривизны, то перемещение любой точки i от действия силы, равной 1, приложенной в точке k , может быть, как известно, выражено формулой:

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k ds}{EJ} + \int_0^s \frac{\bar{N}_i \bar{N}_k ds}{EF} + \int_0^s \frac{\bar{M}_i \bar{N}_k ds}{EF_r} + \int_0^s \frac{\bar{N}_i \bar{M}_k ds}{EF_r} + \int_0^s \frac{k \bar{Q}_i \bar{Q}_k ds}{FG} \quad (76)$$

где s — длина осевой линии свода.

Так как обычно применяемые своды являются брусками малой кривизны, то в большинстве технических расчётов для определения перемещений пользуются упрощёнными формулами, а именно:

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k ds}{EJ} + \int_0^s \frac{\bar{N}_i \bar{N}_k ds}{EF} \quad (77)$$

или

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k ds}{EJ} \quad (78)$$

О степени точности формул (77) и (78) можно судить по данным табл. 19*, в которой приведены значения распора и изгибающего момента в замке бесшарнирной арки кругового очертания, нагруженной равномерно распределённой

* Тимошенко С. П., Расчёт упругих арок, 1933 г., стр. 79.

нагрузкой. При этом величины H и M вычислены по точной формуле (76), H_1 и M_1 — по приближённой формуле (77) и H_2 и M_2 — по приближённой формуле (78).

Как видно из таблицы, для подъёмистых сводов с отношением $\frac{f}{l} = 0,5$ неточ-

ность в величине момента от применения формулы (78) взамен точной формулы (76) составляет не более 3,2%, а в величине распора не более 1,19%.

Для пологих сводов $\frac{f}{l} = 0,2548$ при

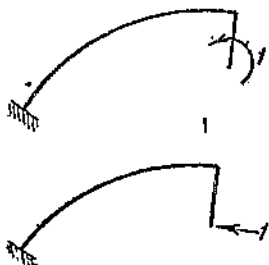
пользовании формулой (77) неточность в величине момента не превышает 4,2%, а в величине распора — 0,23%. Применение в этих случаях формулы (78) может повлечь значительную неточность в расчёте.

В правильно произведённых расчётах точность применяемых методов должна соответствовать степени точности исходных данных. Когда основная нагрузка на тоннельную обделку — горное давление устанавливается приблизительно, при расчёте пологих сводов можно пользоваться для определения перемещений двучленной формулой (77), а при расчёте подъёмистых сводов — одночленной формулой (78).

Применение формулы (77) к перемещению δ_{12} даёт:

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \int_0^s \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_2 ds}{EJ} + \int_0^s \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_2 ds}{EF},$$

где $\bar{M}_1$ и $\bar{N}_1$ — изгибающий момент и нормальная сила в любом сечении основной



Фиг. 192

системы от нагрузки моментом $X_1 = 1$, а M_2 и N_2 то же от нагрузки силой $X_2 = 1$ (фиг. 192).

Таблица 19

$\frac{f}{l}$	$\frac{H-H_1}{H} 100$ в %	$\frac{H_2-H}{H} 100$ в %	M_1	M_2	M	$\frac{M_1-M}{M} 100$ в %	$\frac{M_2-M}{M} 100$ в %
0,2548	5,57	0,23	—	0,005122	0,004916	42	4,2
	1,42	—	0,002862	0,003445	0,003408	16	1,1
	0,63	—	—	0,003132	0,003107	7,9	0,8
	1,19	0,39	—	0,01201	0,01203	3,4	0,2
0,500	0,32	—	0,01162	0,01172	0,01172	0,9	—
	0,14	—	—	0,01166	0,01166	0,3	—
			H	H_2	H_1		
	0,4811	0,4821	0,5008	0,5047	0,5079		
	0,2768	0,2779	0,2792	0,2798	0,2801		
	0,0618	0,0309	0,0206	0,0500	0,0250		
	0,0167	0,0167	0,0167	0,0167	0,0167		

Подставляя значения $\bar{M}_1 = 1$; $\bar{N}_1 = 0$; $\bar{M}_2 = 1 \cdot y$; $\bar{N}_2 = 1 \cdot \cos \varphi$ и заменяя y выражением $y = y' - c$ (фиг. 193), получаем

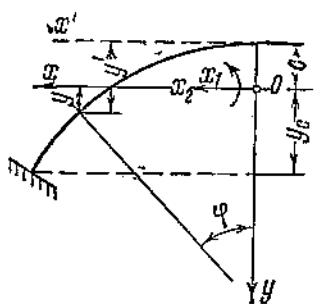
$$\delta_{12} = \delta_{21} = 2 \int_0^{s/2} \frac{y' ds}{EJ} - 2c \int_0^{s/2} \frac{ds}{EJ} = 0,$$

откуда

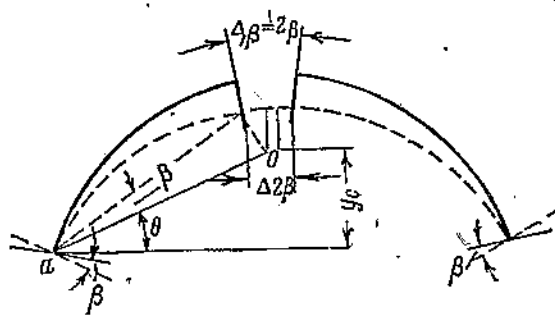
$$c = \frac{\int_0^{s/2} \frac{y' ds}{EJ}}{\int_0^{s/2} \frac{ds}{EJ}}. \quad (79)$$

Здесь y' — ординаты оси свода, отсчитываем от оси x' , проведённой через центр замка,

$s/2$ — длина половины осевой линии свода, так как вследствие симметрии свода интегрирование может быть произведено по полуспводу.



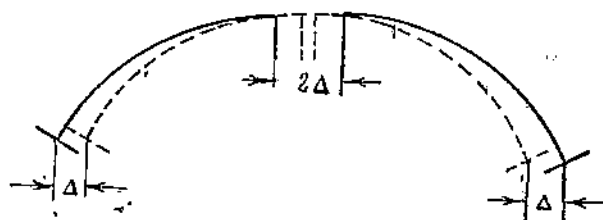
Фиг. 193



Фиг. 194

Величина c определяет положение точки O , так называемого «упругого центра тяжести свода». При приложении сил X_1 и X_2 в точке O уравнения деформации принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} + \Delta_{1\beta} + \Delta_{1\Delta} &= 0 \\ X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + \Delta_{2\beta} + \Delta_{2\Delta} &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (80)$$



Фиг. 195

Входящие в эти уравнения перемещения $\Delta_{1\beta}$ и $\Delta_{2\beta}$, вызванные поворотом пята на угол β , как видно из фиг. 194, соответственно равны:

$$\Delta_{1\beta} = 2\beta;$$

$$\Delta_{2\beta} = 2\beta \bar{O}a \sin \theta = 2\beta y_s.$$

Перемещения $\Delta_{1\Delta}$ и $\Delta_{2\Delta}$, вызванные смещением пята на величину Δ (фиг. 195) соответственно равны:

$$\Delta_{1\Delta} = 0; \quad \Delta_{2\Delta} = 2\Delta.$$

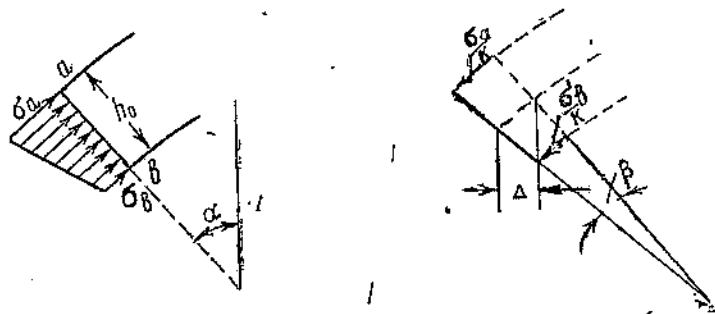
После подстановки значений $\Delta_{1\beta}$; $\Delta_{2\beta}$; $\Delta_{1\Delta}$; $\Delta_{2\Delta}$ и учёта симметрии системы и нагрузки, можно уравнения деформации представить в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} + \beta &= 0 \\ X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + \beta y_c + \Delta &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (81)$$

Входящие в эти уравнения перемещения δ_{11} ; δ_{22} ; Δ_{1p} ; Δ_{2p} берутся для полусвода по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \int_0^{s/2} \frac{\bar{M}_1^2 ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\bar{N}_1^2 ds}{EF} = \int_0^{s/2} \frac{ds}{EJ} \\ \delta_{22} &= \int_0^{s/2} \frac{\bar{M}_2^2 ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\bar{N}_2^2 ds}{EF} = \int_0^{s/2} \frac{y^2 ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\cos^2 \varphi ds}{EF} \\ \Delta_{1p} &= \int_0^{s/2} \frac{\bar{M}_1 M_p ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\bar{N}_1 N_p ds}{EF} = \int_0^{s/2} \frac{M_p ds}{EJ} \\ \Delta_{2p} &= \int_0^{s/2} \frac{\bar{M}_2 M_p ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\bar{N}_2 N_p ds}{EF} = \int_0^{s/2} \frac{M_p y ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{N_p \cos \varphi ds}{EF} \end{aligned} \right\} \quad (82)$$

Здесь M_p и N_p — изгибающий момент и нормальная сила в любом сечении основной системы от внешней нагрузки.



Фиг. 196

При определении перемещений по этим формулам необходимо иметь в виду, что интегрирование в конечном виде может быть выполнено только для некоторых очертаний сводов (круговое, параболическое, по цепной линии) и для нескольких простых законов изменения сечений. В остальных случаях приходится интегрирование заменять суммированием, разбивая для этой цели свод на клинья и ведя вычисления при помощи таблиц, как это показано в приводимом ниже примере.

Перемещения пяты свода β и Δ могут быть найдены из рассмотрения деформаций породы под пятой свода.

Если напряжения в крайних точках пяты обозначить через σ_a и σ_b , а толщину сечения через h_0 (фиг. 196), то, пользуясь гипотезой Шведлера—Винклера, можно написать:

$$\beta = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{h_0 k};$$

$$\Delta = \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2k} \cos \alpha,$$

где k — коэффициент упругого отпора породы;

α — угол, составляемый пятовым сечением с вертикалью.

Выражая напряжения σ_a и σ_b через нормальную силу N_0 и изгибающий момент M_0 в пяте:

$$\sigma_a = \frac{N_0}{1 \cdot h_0} + \frac{M_0 \cdot 6}{1 \cdot h_0^2};$$

$$\sigma_b = \frac{N_0}{1 \cdot h_0} - \frac{M_0 \cdot 6}{1 \cdot h_0^2},$$

можем получить для β и Δ следующие формулы:

$$\beta = \frac{12 M_0}{h^3 k} = \frac{M_0}{J_0 k}; \quad (83)$$

$$\Delta = \frac{N_0}{h_0 k} \cos \alpha. \quad (84)$$

Изгибающий момент M_0 и нормальная сила N_0 в пяте свода могут быть найдены по формулам:

$$M_0 = M'_0 + X_1 + X_2 y_c;$$

$$N_0 = N'_0 + X_2 \cos \alpha,$$

где M'_0 и N'_0 — изгибающий момент и нормальная сила в том же сечении основной системы от нагрузки, непосредственно действующей на полусвод (фиг. 197), соответственно равны:

$$M'_0 = -\sum P_i a_i; \quad (85)$$

$$N'_0 = H'_0 \cos \alpha + P_0 \sin \alpha, \quad (86)$$

где

$$H'_0 = \sum P_i \sin \varphi_i; \quad (87)$$

$$P_0 = \sum P_i \cos \varphi_i. \quad (88)$$

После подстановки значений M_0 и N_0 в формулы (83) и (84) можно получить:

$$\beta = (M'_0 + X_1 + X_2 y_c) \frac{1}{J_0 k};$$

$$\Delta = H'_0 \frac{\cos^2 \alpha}{h_0 k} + P_0 \frac{\sin 2 \alpha}{2 h_0 k} + X_2 \frac{\cos^2 \alpha}{h_0 k},$$

а после подстановки β и Δ в уравнения (81) и решения их относительно X_1 и X_2 можно после некоторых преобразований получить окончательно следующие выражения для X_1 и X_2 :

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{(12 k J_0 \Delta_{2p} + 12 M'_0 y_c + 0,5 P_0 h_0^2 \sin 2 \alpha + H'_0 h_0 \cos^2 \alpha) y_c}{(12 k J_0 \delta_{22} + 12 y_c^2 + h_0^2 \cos^2 \alpha) (k J_0 \delta_{11} + 1) - 12 y_c^2} \\ &\quad - \frac{(k J_0 \Delta_{1p} + M'_0) (12 k J_0 \delta_{22} + 12 y_c^2 + h_0^2 \cos^2 \alpha)}{(12 k J_0 \delta_{22} + 12 y_c^2 + h_0^2 \cos^2 \alpha) (k J_0 \delta_{11} + 1) - 12 y_c^2} \\ X_2 &= \frac{(k J_0 \Delta_{1p} + M'_0) 12 y_c - (12 k J_0 \Delta_{2p} + 12 M'_0 y_c + 0,5 P_0 h_0^2 \sin 2 \alpha +}{(12 k J_0 \delta_{22} + 12 y_c^2 + h_0^2 \cos^2 \alpha) (k J_0 \delta_{11} + 1) - 12 y_c^2} \\ &\quad + H'_0 h_0^2 \cos^2 \alpha) (k J_0 \delta_{11} + 1)}{(12 k J_0 \delta_{22} + 12 y_c^2 + h_0^2 \cos^2 \alpha) (k J_0 \delta_{11} + 1) - 12 y_c^2} \end{aligned} \right\} \quad (89)$$

В случае вертикальной нагрузки в формулах (89) величина H'_0 приравняется нулю.

После определения X_1 и X_2 могут быть найдены изгибающие моменты и нормальные силы в сечениях свода по формулам:

$$M = M_p + X_1 + X_2 y. \quad (90)$$

$$N = N_p + X_2 \cos \varphi. \quad (91)$$

При этом изгибающий момент считается положительным, если он вызывает растяжение внутреннего волокна, а нормальная сила, если она вызывает сжатие в сечении свода.

Проверка напряжений производится по формулам внецентренного сжатия

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W_x}. \quad (92)$$

Ввиду значительного количества вычислений, требующихся для определения неизвестных, следует считать желательной проверку правильности произведенного расчета. Для этой проверки удобнее всего воспользоваться первым из уравнений системы (81). Левая часть его, представляющая перемещение по направлению неизвестной X_1 по общему правилу отыскания перемещений в статически неопределимых системах, может быть представлена как

$$X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} + \beta = \int_0^{s/2} \frac{M \bar{M}_1 ds}{EJ} + \beta,$$

где M — действительный изгибающий момент в своде;

$\bar{M}_1$ — изгибающий момент в основной системе от $X_1 = 1$.

Так как $\bar{M}_1 = 1$, то следовательно, уравнение для проверки принимает вид:

$$\int_0^{s/2} \frac{M ds}{EJ} + \beta = 0. \quad (93)$$

После подстановки в него значений β по формуле (83) и M по формуле (90) и выполнения интегрирования должно получиться тождество $0 = 0$.

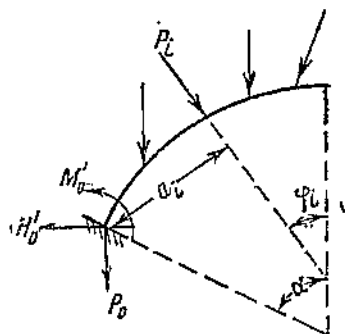
Ход расчета обделки по изложенному методу сводится к следующему. После выбора очертания осевой линии назначают предварительно толщину обделки, пользуясь для этого или данными по построенным тоннелям или же графиками.

Разбивают полусвод на четное число клиньев (восемь или шесть) одинаковой длины и для каждого сечения находят следующие величины: угол наклона сечения к вертикали φ ; $\sin \varphi$; $\cos \varphi$; абсциссу x и ординату y' центра тяжести сечения относительно координатных осей, проведенных через центр тяжести замкового сечения; толщину обделки h , момент инерции J , величины $\frac{1}{J}$ и $\frac{y'}{J}$. Найденные величины вносят в таблицу (формы этой и других таблиц приведены ниже в примере).

Суммируя величины $\frac{1}{J}$ и $\frac{y'}{J}$ по формуле Симпсона, определяют значения

интегралов $\int_0^{s/2} \frac{ds}{J}$ и $\int_0^{s/2} \frac{y' ds}{J}$ по формуле (79) длину выносных консолей c , а также значение перемещения δ_{11} [формула (82)].

Далее по формуле $y = y' - c$ находят ординаты центров тяжести сечений относительно оси x , проходящей через упругий центр свода, а также значения y^2 , $\frac{y'^2}{J} \cos^2 \varphi$ и $\frac{\cos^2 \varphi}{F}$. Найденные величины вносят в таблицу.



Фиг. 197

Суммируя величины $\frac{y^2}{J}$ и $\frac{\cos^2 \varphi}{F}$ по формуле Котеса или Симпсона, определяют значения $\int_0^{s/2} \frac{y^2 ds}{J}$, $\int_0^{s/2} \frac{\cos^2 \varphi ds}{F}$ и перемещения δ_{22} [формула (82)].

Далее находят действующие на свод нагрузки. При определении горного давления, если нет данных, полученных опытным путём, пользуются формулой проф. Протодяконова (60) и строят эпюру давления, как показано на фиг. 161. Разбивая построенную эпюру на части вертикальными линиями, проведёнными через границы клиньев, находят нагрузку на каждый клин и подсчитывают собственный вес каждого клина обделки.

Далее определяют величины изгибающих моментов M_p и нормальных сил N_p в сечениях основной системы, располагая вычисления в форме таблицы.

Суммируя величины, входящие в колонки таблицы, содержащие $\frac{M_p}{J}$, $\frac{M_p y}{J}$ и $\frac{N_p \cos \varphi}{F}$ по формулам Симпсона и Котеса, определяют $\int_0^{s/2} \frac{M_p ds}{J}$, $\int_0^{s/2} \frac{M_p y ds}{J}$ и $\int_0^{s/2} \frac{N_p \cos \varphi ds}{F}$, а также значения Δ_{1p} и Δ_{2p} .

После этого по формулам (89) определяют лишние неизвестные X_1 и X_2 , подставляя для M'_0 и p_0 значения M_p и $\sum P$ для пяти из таблицы. Далее по формуле (90) находят изгибающие моменты в сечениях свода и раньше, чем производить проверку напряжений, проверяют правильность расчёта по формуле (93), располагая вычисления по форме таблицы. Входящий в формулу (93) угол β определяется по формуле (83) при подстановке значения M_0 — изгибающего момента в пята свода из таблицы.

Проверив правильность расчёта, находят нормальные силы N по формуле (91) и напряжения в опасных сечениях свода.

Частный случай — круговой свод постоянной толщины при равномерно распределённой нагрузке. Во многих случаях проектирования тоннелей очертание свода принимается по дуге круга.

В начальной стадии проектирования тоннелей, когда сведения о горном давлении даются весьма приблизительно или они отсутствуют вовсе, уточнение кривой очертания свода не имеет особого смысла. В этих случаях выводимые ниже формулы, требующие для своего применения сравнительно небольшой затраты времени, могут оказаться весьма полезными.

Если принять толщину свода постоянной, а действующую нагрузку вертикальной равномерно распределённой (фиг. 198), то интегралы перемещений по формуле (82) могут быть взяты в конечном виде.

Как показывает практика проектирования мостовых и тоннельных сводов, во избежание появления значительных растягивающих напряжений в сечениях свода следует пята его располагать под углом 30° к горизонту.

Длина C выносных консолей в этом случае определится:

$$C = \frac{\int_0^{s/2} y' ds}{\int_0^{s/2} ds} = \frac{r^2 \int_0^{\pi/3} (1 - \cos \varphi) d\varphi}{r \int_0^{\pi/3} d\varphi} = \frac{r^2 \left(\frac{\pi}{3} - \sin \frac{\pi}{3} \right)}{\frac{\pi}{3} r} = 0,173r.$$

Перемещения δ_{11} и δ_{22} будут соответственно равны:

$$\delta_{11} = \frac{\pi r^3}{3EJ};$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{EJ} \int_0^{s/2} y^2 ds + \frac{1}{EJ} \int_0^{s/2} \cos^2 \varphi d\varphi = \frac{r^3}{EJ} \int_0^{\pi/2} (0,827 - \cos \varphi)^2 d\varphi +$$

$$+ \frac{r}{EF} \int_0^{\pi/2} \cos^2 \varphi d\varphi = \frac{r^3}{EJ} \left[0,02388 + 0,06168 \left(\frac{h}{r} \right)^2 \right].$$

Считая нагрузку приложенной к осевой линии свода, можем изгибающий момент и нормальную силу в основной системе в сечении, наклоненном под углом φ к вертикали, определить как:

$$M_p = -\frac{qr^2}{2} \sin^2 \varphi;$$

$$N_p = qr \sin^2 \varphi.$$

Перемещения Δ_{1p} и Δ_{2p} после подстановки значения M_p и N_p и выполнения интегрирования будут соответственно равны:

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{EJ} \int_0^{s/2} M_p ds = -\frac{qr^3}{2EJ} \int_0^{\pi/2} \sin^2 \varphi d\varphi = -0,15355 qr^3.$$

$$\Delta_{2p} = \frac{1}{EJ} \int_0^{s/2} M_p y ds + \frac{1}{EF} \int_0^{s/2} N_p \cos \varphi = -\frac{qr^4}{2EJ} \int_0^{\pi/2} \sin^2 \varphi (0,827 - \cos \varphi) d\varphi +$$

$$+ \frac{qr^2}{EF} \int_0^{\pi/2} \sin^2 \varphi \cos \varphi d\varphi = -\frac{qr^4}{EJ} \left[0,01873 - 0,01804 \left(\frac{h}{r} \right)^2 \right].$$

Подставляя найденные величины перемещений, а также значения:

$$M'_0 = -\frac{qr^2}{2} \sin^2 60^\circ = -\frac{3}{8} qr^2;$$

$$P_0 = qr \sin \varphi = 0,86602 qr;$$

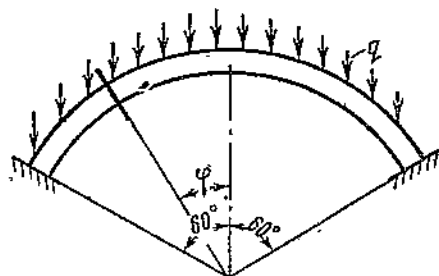
$$H'_0 = 0,$$

в формуле (89) можем после некоторых преобразований получить следующие выражения для X_1 и X_2 :

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{qr^2[m(0,2310 + 0,3867n + 0,0440m + 0,1136mn) + 0,2165n]}{m(1,6302 + 1,0019n + 0,3001m + 0,7750mn) + 0,25n} \\ X_2 &= \frac{qr[m(1,1632 - 0,6092n + 0,2354m - 0,2267mn) - 0,375n]}{m(1,6302 + 1,0019n + 0,3001m + 0,7750mn) + 0,25n} \end{aligned} \right\} \quad (94)$$

где $m = \frac{kr}{E}$,

$$n = \left(\frac{h}{r} \right)^2.$$



Фиг. 198

Для изгибающих моментов и нормальных сил в трёх сечениях свода: замке, четверти пролёта и пяте могут быть получены следующие формулы:

Сечение в замке:

$$M = X_1 - 0,173rX_2 \quad (95)$$

$$N = X_2 \quad (96)$$

Сечение в четверти пролёта:

$$M = X_1 - 0,074rX_2 - 0,094qr^2 \quad (97)$$

$$N = 0,901 X_2 + 0,1875 qr \quad (98)$$

Сечение в пяте:

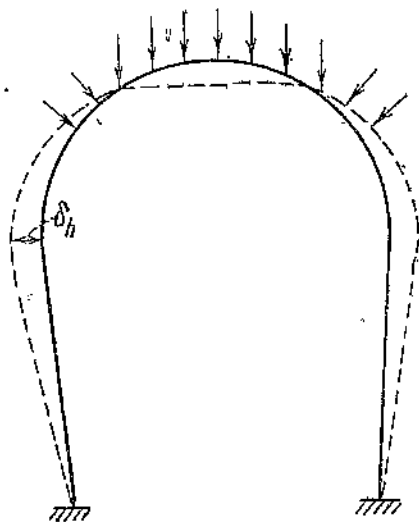
$$M = X_1 + 0,327rX_2 - 0,375qr^2 \quad (99)$$

$$N = 0,5 X_2 + 0,75 qr \quad (100)$$

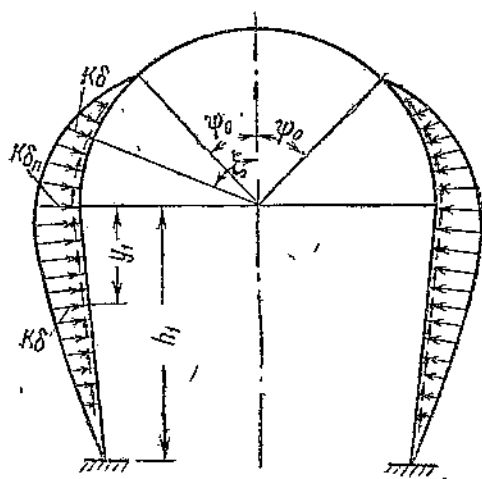
4. Расчёт обделки в виде подъёмистого свода

Как указывалось выше, наиболее распространённым типом обделок железнодорожных тоннелей является обделка в виде подъёмистого свода (фиг. 184).

Если при возведении обделки обеспечено плотное примыкание её к породе, то деформация такой обделки под действием внешних сил будет сопровождаться



Фиг. 199



Фиг. 200

возникновением по боковым поверхностям её упругого отпора породы и сил трения.

Исследование деформаций подъёмистых сводов с упруго заделанными пятами показывает, что при преобладающем значении вертикальных нагрузок замки свода перемещаются вниз, а боковые участки наружу (фиг. 199). При этом можно считать, что ввиду наличия значительных сил трения в подошве обделки пяты свода горизонтальных перемещений не получают.

Упругий отпор и силы трения должны учитываться только на тех участках обделки, которые под действием всех нагрузок получают перемещение наружу (в сторону породы).

Силы сцепления между обделкой и породой учитывать не рекомендуется. Эпюра отпора при этом будет иметь вид, представленный на фиг. 200.

Интенсивность отпора p в точке с перемещением δ по гипотезе Шведлера—Винклера $p = k\delta$, а интенсивность сил трения в той же точке $s = \mu k\delta$, где k — коэффициент упругого отпора породы по боковой поверхности обделки, μ — коэффициент трения между обделкой и породой (см. табл. 20).

Значения коэффициентов трения кладки фундаментов по грунтам

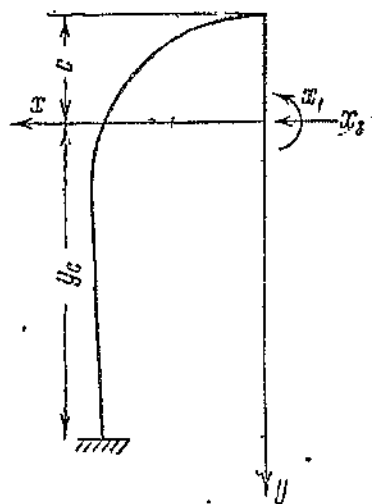
№ по пор.	Наименование пород	μ	Примечание
1	Глины и скалистые породы с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки и глинистые сланцы) . . .	0,25	Из проекта технических условий проектирования мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи, 1938 г.
2	Суглинки и супеси	0,30	
3	Пески	0,40	
4	Скалистые породы (неомыливающиеся)	0,60	

Эпюру отпора достаточно точно характеризует положение трёх точек: двух нулевых и одной, имеющей максимальную ординату.

Одна из нулевых точек — нижняя — находится на уровне пяты свода, так как наличие сил трения препятствует горизонтальному перемещению пят.

Как показывает большое число расчётов тоннельных обделок, положение верхней нулевой точки колеблется в сравнительно небольших пределах и с достаточной для практических расчётов точностью может быть принято совпадающим с сечением, проведённым под углом $\psi_0 = 45^\circ$. Дальнейшее уточнение положения этой точки может быть достигнуто путём последовательных приближений. Положение максимальной ординаты эпюры отпора δ_h принимаем на высоте, соответствующей наибольшему пролёту обделки в свету, но во всяком случае не более чем на расстоянии $1/3 H'$ от верхней нулевой точки, где H' — длина эпюры отпора. Для обделок, имеющих внутреннее очертание, совпадающее с установленными габаритами, δ_h принимается у места сопряжения верхней криволинейной части контура с прямыми боковыми стенками. Величина ординаты δ_h определяется расчётом, как будет показано ниже.

При некоторых сочетаниях внешних нагрузок, действующих на обделку, величина δ_h может получиться отрицательной. В этом случае расчёт должен вестись без учёта упругого отпора породы.



Фиг. 201

Уравнения деформации для подъёмистого свода (фиг. 201) с упруго заделанными в породу пятами при симметричной нагрузке могут быть получены из уравнений (81), если принять в них $\Delta = 0$, что соответствует сделанному выше предположению об отсутствии горизонтального смещения пят:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} + \beta &= 0 \\ X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + \beta y_c &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (101)$$

Входящий в эти уравнения угол поворота пят свода β может быть на основании закона независимости действия сил и закона пропорциональности представлен так:

$$\beta = \beta_p + X_1 \beta_1 + X_2 \beta_2, \quad (102)$$

где β_p ; β_1 ; β_2 — углы поворота пят соответственно от внешней нагрузки, момента $X_1 = 1$, силы $X_2 = 1$.

Подставляя значение β в уравнения (101) и учитывая, что $\beta_2 = \beta_1 y_c$ (фиг. 202), можем получить:

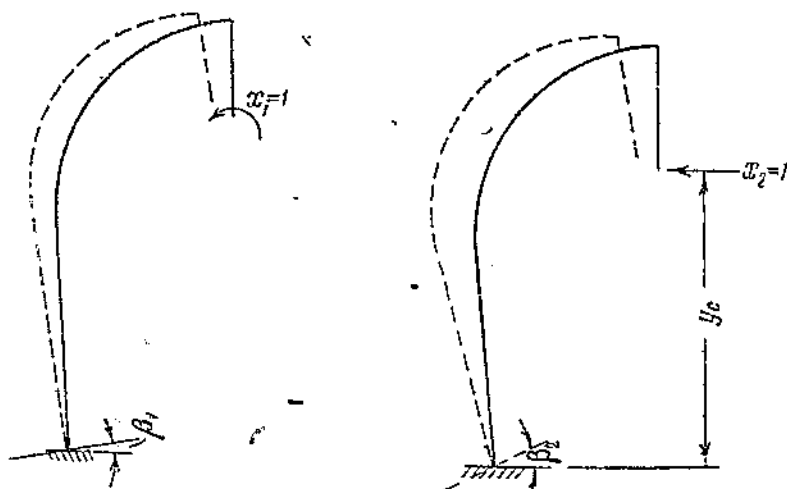
$$\left. \begin{aligned} X_1 (\delta_{11} + \beta_1) + X_2 y_c \beta_1 + \Delta_{1p} + \beta_p &= 0 \\ X_1 y_c \beta_1 + X_2 (\delta_{22} + y_c^2 \beta_1) + \Delta_{2p} + y_c \beta_p &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (103)$$

Решая эти уравнения, получаем следующие формулы для определения неизвестных X_1 и X_2 :

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{(\Delta_{2p} + y_c \beta_p) y_c \beta_1 - (\Delta_{1p} + \beta_p)(\delta_{22} + y_c^2 \beta_1)}{(\delta_{22} + y_c^2 \beta_1)(\delta_{11} + \beta_1) - y_c^2 \beta_1^2} \\ X_2 &= \frac{(\Delta_{1p} + \beta_p) y_c \beta_1 - (\Delta_{2p} + y_c \beta_p)(\delta_{11} + \beta_1)}{(\delta_{22} + y_c^2 \beta_1)(\delta_{11} + \beta_1) - y_c^2 \beta_1^2} \end{aligned} \right\} \quad (104)$$

Входящие в эти формулы перемещения δ_{11} ; δ_{22} ; Δ_{1p} ; Δ_{2p} могут для подъёмистого свода определяться, как было выяснено выше, без учёта влияния нормальных сил, по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \int_0^{s_1} \frac{ds}{EJ}; & \Delta_{1p} &= \int_0^{s_1} \frac{M_p ds}{EJ} \\ \delta_{22} &= \int_0^{s_1} \frac{y^2 ds}{EJ}; & \Delta_{2p} &= \int_0^{s_1} \frac{M_p y ds}{EJ} \end{aligned} \right\} \quad (105)$$



Фиг. 202

Для определения углов поворота пят свода можно воспользоваться выведенной выше формулой (83), обозначив входящий в неё коэффициент упругого отпора породы в подошве обделки через k_1 :

$$\beta = \frac{M_0}{J_0 k_1}$$

Так как при загрузке полусвода моментом $X_1 = 1$ (фиг. 203) изгибающий момент $M_0 = 1$, то, следовательно, угол β_1 равен:

$$\beta_1 = \frac{1}{J k_1} \quad (106)$$

При действии внешней нагрузки, обозначая изгибающий момент в пите основной системы через M'_0 [формула (85)], можем написать:

$$\beta_p = \frac{M'_0}{J_0 k_1} \quad (107)$$

Во все перемещения, зависящие от нагрузок (Δ_{1p} ; Δ_{2p} ; β_p), наряду с известными силами (горное давление, собственный вес) должны входить также силы отпора и трения, выраженные через не известную пока величину δ_h .

Как указывалось выше, эпюра отпора определяется тремя точками. Задавшись положением верхней нулевой точки и точки с максимальной ординатой $k\delta_h$, очерчиваем эпюру отпора по плавной кривой. Очертание эпюры можно принять из двух парабол; плавно сопрягающихся в точке с ординатой $k\delta_h$.

Принятие вместо параболы круговых или каких-либо иных плавных кривых заметного изменения в расчёт не вносит.

Считая силы отпора направленными по нормали к обделке, можем для верхней части обделки, имеющей очертание по установленному габариту, получить закон изменения эпюры отпора, проектируя ординаты параболы на направления радиуса круга, что даёт (фиг. 200):

$$k\delta = k\delta_h \left(1 - \frac{\cos^2 \xi}{\cos^2 \psi_0} \right), \quad (108)$$

где $k\delta$ — интенсивность отпора в сечении, наклонённом под углом ξ к вертикали;

ψ_0 — угол наклона к вертикали сечения с нулевой ординатой

(при $\xi = \psi_0$; $k\delta = 0$; при $\xi = \frac{\pi}{2}$; $k\delta = k\delta_h$).

Для нижней части обделки интенсивность упругого отпора в любой точке может быть определена

$$k\delta = k\delta_h \left(1 - \frac{y_1^2}{h_1^2} \right), \quad (109)$$

где y_1 — расстояние от рассматриваемого сечения до сечения с максимальной ординатой $k\delta_h$;

h_1 — расстояние от пяты свода до сечения с максимальной ординатой

(при $y_1 = 0$; $k\delta = k\delta_h$; при $y_1 = h_1$; $k\delta = 0$).

У построенной таким образом эпюры отпора все ординаты выражены через δ_h . Через δ_h будут выражены также и силы трения.

Построив эпюру отпора, можем определить изгибающие моменты M_p в сечениях основной системы и перемещения Δ_{1p} , Δ_{2p} и β_p , выразив их через δ_h .

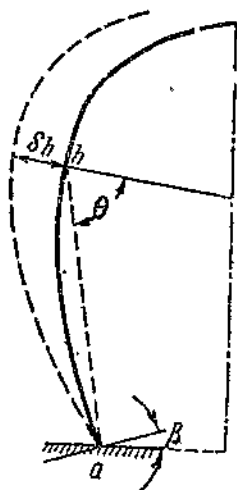
Пользуясь законом независимости действия сил и законом пропорциональности, можно перемещение δ_h представить как:

$$\delta_h = \delta_{hp} + X_1 \delta_{h1} + X_2 \delta_{h2} + \delta_{h\beta}, \quad (110)$$

где δ_{hp} ; δ_{h1} ; δ_{h2} — перемещения точки h , вызванные действием внешней нагрузки, силами $X_1=1$ и $X_2=1$ соответственно равные:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{hp} &= \int_0^{s_1} \frac{M_p \bar{M}_h ds}{EJ} = \int_0^{s_1} \frac{M_p y_1 ds}{EJ} \\ \delta_{h1} &= \int_0^{s_1} \frac{M_h \bar{M}_1 ds}{EJ} = \int_0^{s_1} \frac{y_1 ds}{EJ} \\ \delta_{h2} &= \int_0^{s_1} \frac{M_h \bar{M}_2 ds}{EJ} = \int_0^{s_1} \frac{y y_1 ds}{EJ} \end{aligned} \right\} \quad (111)$$

где s_1 — длина осевой линии обделки от пяты до сечения с ординатой $k\delta_h$. Перемещение $\delta_{h\beta}$, вызванное поворотом пяты на угол β , как видно из фиг. 203, равно:



Фиг. 203

$$\delta_{h\beta} = \beta ah \sin \theta, \quad (112)$$

где θ — угол между направлением прямой, соединяющей точку с центром тяжести пяты a и направлением нормали в точке h .

После определения перемещения δ_h по формуле (110) могут быть найдены окончательные значения X_1 и X_2 и по формулам (90) и (91) определены M и N в сечениях обделки. Проверка правильности расчёта производится, как и в предыдущем случае, по уравнению (93). Расчёт обделки в виде подъёмистого свода поясняется приводимым ниже примером.

Если тоннельная обделка имеет в подошве лоток в виде обратного свода, возводимый после раскручивания всей обделки, то лоток может, как уже указывалось выше, рассчитываться как свод с жёстко заземлёнными пятнами.

При наличии опытных данных о величине горного давления, действующего в подошве тоннеля, расчёт обратного свода должен производиться на эту нагрузку.

При отсутствии наблюдений над горным давлением в подошве нагрузки, действующую на свод снизу, можно считать в запас прочности распределённой равномерно по пролёту обратного свода и равной:

$$q = \frac{2P_0}{l+2b},$$

где P_0 — вертикальное давление в пяте основного свода, b — ширина пяты и l — пролёт обратного свода.

Если начало координат выбрано в упругом центре, то лишние неизвестные X_1 и X_2 — жёстко заземлённого свода определяются по известным формулам

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}};$$

$$X_2 = -\frac{\Delta_{2p}}{\delta_{22}}.$$

Обратному своду обычно придаётся очертание по дуге круга. Если толщина h свода постоянна, то определение перемещений, как мы уже видели выше, не представляет затруднения. При угле наклона пяты свода к вертикали α для неизвестных X_1 и X_2 можно получать следующие формулы:

$$X_1 = \frac{qr^2}{4\alpha} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha); \quad (113)$$

$$X_2 = \frac{qr}{6} \cdot \frac{\sin \alpha (3\alpha - 3\sin \alpha \cos \alpha - 2\alpha \sin^2 \alpha) - \frac{1}{3} \left(\frac{h}{r} \right)^2 \alpha \sin^3 \alpha}{\alpha^2 + \alpha \sin \alpha \cos \alpha - 2\sin^2 \alpha + \frac{1}{12} \left(\frac{h}{r} \right)^2 (\alpha^2 + \alpha \sin \alpha \cos \alpha)}. \quad (114)$$

Изгибающий момент и нормальная сила в сечении, наклонённом под углом φ к вертикали, могут быть определены по формулам:

$$M = -\frac{qr^2}{2} \sin^2 \varphi + X_1 + X_2 r \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos \alpha \right); \quad (115)$$

$$N = qr \sin^2 \varphi + X_2 \cos \varphi. \quad (116)$$

5. Расчёт обделки замкнутой конструкции

Расчёт обделки замкнутой конструкции (фиг. 106), применяемой, как указывалось выше, в слабых породах, может производиться путём расчленения её на части, но с учётом упругого взаимодействия частей.

Представляется целесообразным расчленить обделку на подъёмистый свод проектного очертания и обратный лоток, причём свод должен рассматриваться

как заделанный упруго в лоток, работающий на упругом основании (фиг. 204).

Так как пятны свода удерживаются лотком от горизонтальных смещений, то расчётные формулы, выведенные в предыдущем разделе для подъёмистого свода, остаются полностью справедливыми и в данном случае. Также справедливыми остаются все соображения об учёте упругого отпора и сил трения. Расчёт свода производится во всём аналогично рассмотренному выше, за исключением определения углов поворота пят, которые в обделке замкнутой конструкции находятся как углы поворота концевых сечений лотка.

Лоток, лежащий на упругом основании, загружен силами и моментами, передаваемыми верхним сводом и нагрузкой, непосредственно передающейся от подвижного состава проходящих поездов.

При сравнительно большой пологости обратного свода (обычно отношение f/l колеблется в пределах $1/2 - 1/10$) представляется возможным при определении угла поворота рассматривать его как балку с прямой осью. При определении же усилий, возникающих в обратном своде, следует учитывать дополнительно влияние кривизны его.

Для балки, лежащей на упругом основании, нагруженной произвольной нагрузкой, дифференциальное уравнение изогнутой оси имеет вид:

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = M.$$

Дифференцируя это уравнение дважды, можно получить:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{d^2 M}{dx^2} = q_x. \quad (117)$$

Но реакция основания пропорциональна прогибу, т. е.

$$q_x = -kby, \quad (118)$$

где k — коэффициент упругого отпора породы

b — ширина балки.

Знак минус указывает на то, что направление реакции обратно направлению прогиба.

Подставляя зависимость (118) в уравнение (117), получаем:

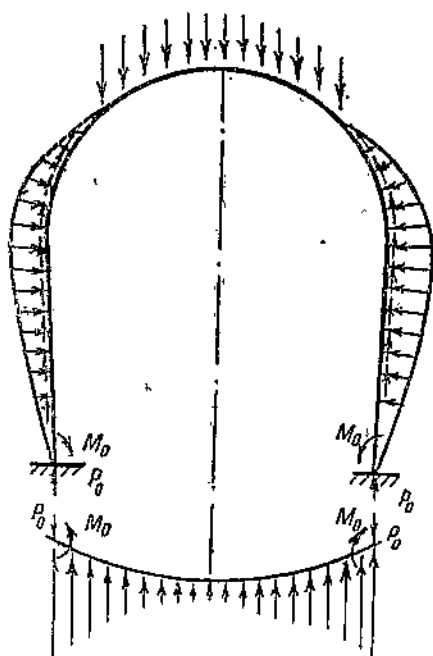
$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} + kby = 0.$$

Если обозначить: $\sqrt[4]{\frac{kb}{4EJ}} = \alpha$, то это уравнение может быть переписано в следующем виде:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \alpha^4 y = 0. \quad (119)$$

Общий интеграл этого линейного дифференциального уравнения четвёртого порядка (45) имеет вид:

$$y = e^{-\alpha x} (C_1 \sin \alpha x + C_2 \cos \alpha x) + e^{\alpha x} (C_3 \sin \alpha x + C_4 \cos \alpha x). \quad (120)$$



Фиг. 204

Определение произвольных постоянных может быть произведено различными методами. Нами выбран метод начальных условий¹, дающий простое решение и позволяющий пользоваться таблицами, весьма удобными для практического применения.

Нагрузка, передаваемая верхним сводом лотку, состоит из двух симметричных вертикальных сил P_0 и моментов M_0 (фиг. 205).

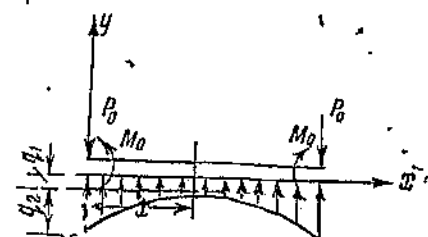
Влиянием горизонтальных сил, передаваемых сводом ввиду его незначительности пренебрегается.

Обозначая прогиб и угол поворота в начале балки через y и y_0 , можно составить следующие четыре уравнения для определения произвольных постоянных интегрирования. В начале балки при $x = 0$.

$$\left. \begin{aligned} y &= y_0 \\ y' &= y_0' \\ EJy'' &= M_0 \\ EJy''' &= P_0 \end{aligned} \right\} \quad (121)$$

Решая эти уравнения относительно неизвестных произвольных постоянных, можно выразить их через y_0 ; y_0' ; M_0 ; P_0 . Подставляя найденные значения C_1 C_2 C_3 C_4 в уравнение (120) и в выражения производных $\frac{dy}{dx}$; $\frac{d^2y}{dx^2}$; $\frac{d^3y}{dx^3}$, можно найти значения угла поворота, изгибающего момента и перерезывающей силы в любом сечении.

Опуская промежуточные выводы, напишем окончательные формулы для M_x ; Q_x ; y_x и y'_x в сечении x



Фиг. 205

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -\frac{kby_0}{2\alpha^3} B_x - \frac{kby_0'}{4\alpha^3} C_x - \frac{P_0}{2\alpha} A_x - M_0 D_x \\ Q_x &= -\frac{kby_0}{2\alpha} A_x - \frac{kby_0'}{2\alpha^2} B_x - P_0 D_x + \alpha M_0 C_x \\ -kby_x &= -kby_0 D_x - \frac{kby_0'}{2\alpha} A_x + \alpha P_0 C_x + 2\alpha^2 M_0 B_x \\ -kby'_x &= \alpha kby_0 C_x - kby_0' D_x + 2\alpha^2 P_0 B_x + 2\alpha^3 M_0 A_x \end{aligned} \right\} \quad (122)$$

где

$$A_x = \sin \alpha x \left(\frac{e^{\alpha x} + e^{-\alpha x}}{2} \right) + \cos \alpha x \left(\frac{e^{\alpha x} - e^{-\alpha x}}{2} \right) = \sin \alpha x \cosh \alpha x + \cos \alpha x \cdot \sin h \alpha x;$$

$$B_x = \sin \alpha x \left(\frac{e^{\alpha x} - e^{-\alpha x}}{2} \right) = \sin \alpha x \cdot \sin h \alpha x;$$

$$C_x = \sin \alpha x \left(\frac{e^{\alpha x} - e^{-\alpha x}}{2} \right) - \cos \alpha x \left(\frac{e^{\alpha x} + e^{-\alpha x}}{2} \right) = \sin \alpha x \cdot \cos h \alpha x - \cos \alpha x \cdot \sin h \alpha x;$$

$$D_x = \cos \alpha x \left(\frac{e^{\alpha x} + e^{-\alpha x}}{2} \right) = \cos \alpha x \cdot \cos h \alpha x.$$

Для изгибающего момента M_x принято правило знаков, обычное для балок.

¹ Дутов Г. Д., Расчёт балок на упругом основании, 1929 г. Уманский, Специальный курс строительной механики.

Из условий симметрии нагрузки следует, что в середине пролёта, т. е. при

$$x = \frac{l}{2}; \quad Q_{l/2} = 0 \text{ и } y'_{l/2} = 0.$$

Это даёт возможность из 2-го и 4-го уравнений системы (122) определить значения прогиба y_0 и угла поворота y'_0 в начале балки при $x = 0$.

$$y_0 = -\frac{2\alpha}{kb} \left[P_0 \frac{B_{l/2}^2 + D_{l/2}^2}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}} + \alpha M_0 \frac{A_{l/2}B_{l/2} - C_{l/2}D_{l/2}}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}} \right];$$

$$y'_0 = \frac{2\alpha^2}{kb} \left[P_0 \frac{A_{l/2}B_{l/2} - C_{l/2}D_{l/2}}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}} + \alpha M_0 \frac{A_{l/2}^2 + C_{l/2}^2}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}} \right].$$

Вводя обозначения:

$$\frac{A_{l/2}^2 + C_{l/2}^2}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}} = G_4;$$

$$\frac{A_{l/2}B_{l/2} - C_{l/2}D_{l/2}}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}} = G_5;$$

$$\frac{B_{l/2}^2 + D_{l/2}^2}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}} = G_6,$$

можно написать:

$$y_0 = -\frac{2\alpha}{kb} [P_0 G_6 + \alpha M_0 G_5]; \quad (123)$$

$$y'_0 = \frac{2\alpha^2}{kb} [P_0 G_5 + \alpha M_0 G_4]. \quad (124)$$

Подставляя найденные значения y_0 и y'_0 в 1-е и 3-е уравнения системы (122), можно после преобразования получить следующие выражения для изгибающего момента $M_{l/2}$ прогиба $y_{l/2}$ в середине пролёта балки:

$$M_{l/2} = -\frac{P_0}{\alpha} G_3 - M_0 G_2; \quad (125)$$

$$y_{l/2} = -\frac{2\alpha}{kb} P_0 \frac{D_{l/2}}{G_1} + \frac{2\alpha^2}{kb} M_0 \frac{C_{l/2}}{G_1}, \quad (126)$$

где

$$G_1 = \frac{1}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}}; \quad G_2 = \frac{A_{l/2}}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}}; \quad G_3 = \frac{B_{l/2}}{A_{l/2}D_{l/2} + B_{l/2}C_{l/2}}.$$

Значения коэффициентов A, B, C и D , входящих в выражения для G_1, G_2, G_3, G_4 и G_5 , приведены в специальных таблицах¹ (см. приложение).

Входящие в формулы (104) для неизвестных X_1 и X_2 углы поворота пят свода β_1 и β_2 находятся как углы поворота концов лотка из уравнения (124) после подстановки в него соответствующих значений M_0 и P_0 .

При действии на верхний полусвод момента $X_1 = 1$ изгибающий момент в пяте $M_0 = 1$, вертикальная сила $P_0 = 0$, следовательно:

$$\beta_1 = \frac{2\alpha^2}{kb} G_4. \quad (127)$$

От действия на полусвод внешней нагрузки изгибающий момент в пяте основной системы обозначим через M_0' , а вертикальную силу — P_0 .

¹ Г. Г. Зурабов и О. Е. Бугаева, Безнапорные гидротехнические тоннели, стр. 396—399. Н. П. Пузыревский, Фундаменты, стр. 162—169.

Тогда выражение для угла поворота β_p примет вид:

$$\beta_p = \frac{2\alpha^2}{kb} P_0 G_5 + \beta_1 M'_0. \quad (128)$$

Подставляя найденные значения β_1 и β_p в формулы для X_1 и X_2 , можно произвести полный расчёт свода, как это изложено в п. 4.

При определении усилий в обратном своде обделки можно учесть влияние распора, возникающего в своде вследствие криволинейности оси его.

Величину распора можно определить, зная действующие на обратный свод нагрузки. Нагрузку снизу (реакции основания) можно определить как $q' = ky$, пользуясь выведенными выше формулами для прогибов y . При этом можно ограничиться определением реакций основания в двух точках: в середине пролёта $q_{1/2} = ky_{1/2}$ и на опоре $q_0 = ky_0$.

Нагрузка снизу меняется по криволинейному закону (фиг. 205) и может быть разложена на равномерно распределённую, интенсивностью $q_1 = q_{1/2}$ и криволинейную с максимальной интенсивностью на опоре, равной $q_2 = q_0 - q_{1/2}$ и нулевой в середине пролёта.

Если принять кривую нагрузки за параболу, то приближённо распор обратного свода можно определить как

$$H = \frac{q_1 l^2}{8f} m + 0,0106 \frac{q_2 l^2}{f} m, \quad (129)$$

где

$$m = \frac{1}{1 + 1,876 \frac{Jn}{Ff^2}};$$

J и F — момент инерции и площадь поперечного сечения замка обратного свода.

Значения коэффициента n в зависимости от отношения $\frac{f}{l}$ приведены в табл. 21.

Таблица 21

$\frac{f}{l}$	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10	1/15	1/20
n	0,7852	0,8434	0,8812	0,9110	0,9306	0,9424	0,9521	0,9706	0,9888

К найденному по формуле (129) распору обратного свода необходимо прибавить горизонтальную силу H' , передаваемую верхним сводом, равную

$$H' = P_x - X_2,$$

где P_x — горизонтальная составляющая нагрузок, действующих на полусвод.

Изгибающий момент в замке обратного свода определится по формуле:

$$M'_{1/2} = M_{1/2} + (H + H')f,$$

где $M_{1/2}$ — изгибающий момент, определяемый по формуле (125).

Нормальная сила в замке обратного свода определится как:

$$N = H + H'.$$

Остаётся проверка напряжений в обратном своде.

6. Расчёт обделки с массивными стенками

Основное назначение массивных стенок тоннельной обделки — принятие распора свода и обеспечение тем самым устойчивости конструкции. Для расчёта такого типа обделки последняя может быть расчленена на упругий свод и мас-

тивные стенки. При этом свод должен рассматриваться как заделанный упруго в стены. При расчёте стен ввиду их значительно большей жёсткости, можно пренебречь их собственными деформациями и учитывать только перемещения, вызванные поворотом стен.

Рассматривая симметричный свод с упруго заделанными в стены пятнами при действии симметричной нагрузки, можем воспользоваться полученными выше уравнениями деформаций [формула (81)]

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} + \beta &= 0; \\ X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + \beta y_c + \Delta &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (130)$$

Зависимость между углом поворота β и горизонтальным смещением Δ пяты свода может быть установлена из рассмотрения поворота стенки под влиянием распора свода в сторону породы.

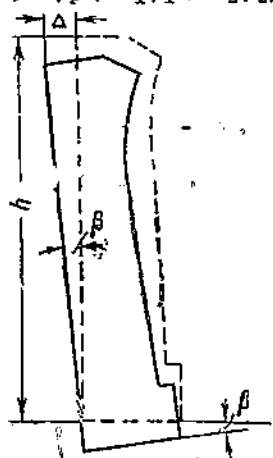
Так как сдвигу стенок внутрь тоннеля препятствуют силы трения по подошве их, то поворот стенки будет происходить относительно наружного нижнего ребра её (фиг. 206). При этом $\Delta = \beta h$.

Подставляя найденную зависимость во второе уравнение (81), можем получить:

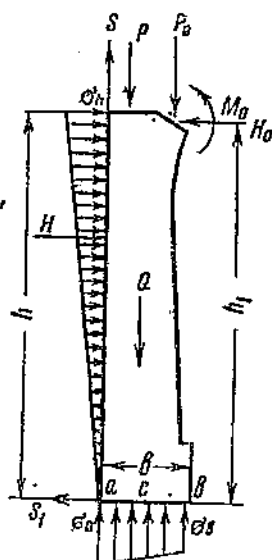
$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} + \beta &= 0 \\ X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + \beta(y_c + h) &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (131)$$

Подставляя вместо β его значение по формуле (102):

$$\beta = \beta_p + X_1 \beta_1 + X_2 \beta_2,$$



Фиг. 206



Фиг. 207

где β_p ; β_1 ; β_2 — углы поворота пят соответственно от внешней нагрузки, момента $X_1=1$ и силы $X_2=1$, получаем:

$$X_1(\delta_{11} + \beta_1) + X_2 \beta_2 + \Delta_{1p} + \beta_p = 0;$$

$$X_1 \beta_1(y_c + h) + X_2[\delta_{22} + (y_c + h)\beta_2] + \Delta_{2p} + (y_c + h)\beta_p = 0.$$

Решая эти два уравнения, определяем следующие значения статически неопределимых X_1 и X_2 :

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{[\Delta_{2p} + (y_c + h)\beta_p]\beta_2 - (\Delta_{1p} + \beta_p)[\delta_{22} + (y_c + h)\beta_2]}{[\delta_{22} + (y_c + h)\beta_2](\delta_{11} + \beta_1) - \beta_1\beta_2(y_c + h)} \\ X_2 &= \frac{(\Delta_{1p} + \beta_p)\beta_1(y_c + h) - [\Delta_{2p} + (y_c + h)\beta_p](\delta_{11} + \beta_1)}{[\delta_{22} + (y_c + h)\beta_2](\delta_{11} + \beta_1) - \beta_1\beta_2(y_c + h)} \end{aligned} \right\}^* \quad (132)$$

Входящие в эти формулы величины углов поворота β_p ; β_1 ; β_2 могут быть найдены из рассмотрения условий поворота и равновесия стенки.

Поворот стенки в сторону породы сопровождается появлением по наружной грани её упругого отпора породы H и сил трения S (фиг. 207). В основании стенки возникнет неравномерное сжатие и сила трения S_1 , удерживающая стенку от сдвига.

Составляя сумму проекции всех сил на горизонтальную и вертикальную оси и сумму моментов относительно середины подошвы стенки (фиг. 207), можем получить:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma X &= 0; \quad H - H_0 - S_1 = 0 \\ \Sigma Y &= 0; \quad S - P_0 - Q - P + \frac{b}{2}(\sigma_a + \sigma_b) = 0 \\ \Sigma M_c &= 0; \quad M_0 + H_0 h_1 - S \frac{b}{2} - H \frac{2}{3} h - \frac{b^2}{12}(\sigma_a - \sigma_b) + M'_c = 0 \end{aligned} \right\}, \quad (133)$$

где M'_c — момент сил Q , P и P_0 относительно середины подошвы стенки. Здесь Q — собственный вес стенки, P_0 и P — вертикальные давления, передаваемые пятой свода и породой над стенкой. Остальные обозначения ясны из чертежа. Равнодействующую сил отпора H можно выразить как:

$$H = \frac{1}{2} \sigma_h h, \quad (134)$$

а силу трения по боковой грани как:

$$S = \mu_1 H = \frac{1}{2} \mu_1 \sigma_h h, \quad (135)$$

где μ_1 — коэффициент трения между стенкой и породой.

При сделанном выше предположении об абсолютной жёсткости стенки угол поворота боковой грани её равен углу поворота подошвы, т. е.

$$\beta = \frac{\Delta}{h} = \frac{\Delta_a - \Delta_b}{b}. \quad (136)$$

Обозначая коэффициент упругого отпора породы по боковой грани стенки через k , а по подошве через k_1 и учитывая, что:

$$\Delta = \frac{\sigma_h}{k}; \quad \Delta_a = \frac{\sigma_a}{k_1}; \quad \Delta_b = \frac{\sigma_b}{k_1},$$

можем получить,

$$\frac{\sigma_h}{kh} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{k_1 b}$$

или

$$\sigma_a - \sigma_b = \frac{\sigma_h b}{h} \cdot n, \quad (137)$$

где

$$n = \frac{k_1}{k}.$$

Производя постановку выражений (134), (135) и (137) в третье из уравнений системы (133), можем получить:

$$M_0 + H_0 h_1 - \frac{1}{4} \sigma_h b h \mu_1 - \frac{1}{3} \sigma_h h^2 - \frac{1}{12} \frac{\sigma_h b^3}{h} n + M'_c = 0.$$

Откуда

$$\sigma_h = \frac{12 h (M_0 + H_0 h_1 + M'_c)}{4 h^3 + 3 h^2 b \mu_1 + b^3 n}. \quad (138)$$

Угол поворота β пяты свода может быть выражен как:

$$\beta = \frac{\Delta}{h} = \frac{\sigma_h}{hk} = \frac{12 (M_0 + H_0 h_1 + M'_c)}{k (4 h^3 + 3 h^2 b \mu_1 + b^3 n)}. \quad (139)$$

При помощи этой формулы могут быть найдены углы β_1 ; β_2 ; β_p , входящие в выражения для X_1 и X_2 , для чего следует рассмотреть загрузку полусвода отдельно силами $X_1 = 1$, $X_2 = 1$ и внешней нагрузкой.

При нагрузке моментом $X_1 = 1$ (фиг. 208) имеем:

$$M_0 = 1; H_0 = 0; P_0 = 0; M'_c = 0;$$

$$\beta_1 = \frac{12}{k(4h^3 + 3h^2b\mu_1 + b^3n)} \quad (140)$$

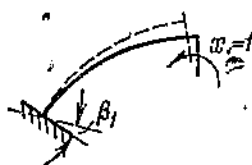
При нагрузке силой $X_2 = 1$ (фиг. 209)

$$M_0 = 1 \cdot y_c; H_0 = 1; P_0 = 0; M'_c = 0.$$

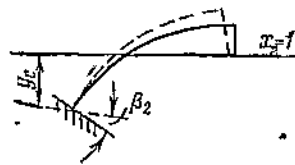
$$\beta_2 = \frac{12(y_c + h_1)}{k(4h^3 + 3h^2b\mu_1 + b^3n)} \quad (141)$$

При нагрузке внешними силами (фиг. 197) выражения M'_0 ; H'_0 и P'_0 могут быть определены по формулам (85), (87) и (88) и тогда величина β_p определится как

$$\beta_p = \frac{12(M'_0 + H'_0 h_1 + M'_c)}{k(4h^3 + 3h^2b\mu_1 + b^3n)} \quad (142)$$



Фиг. 208



Фиг. 209

Подставляя значения β_1 ; β_2 ; β_p в формулы (132), можем найти величины X_1 и X_2 . Далее по формулам (90) и (91) определяются изгибающие моменты и нормальные силы в сечениях свода. Проверка напряжений производится по формуле (92).

Проверка правильности расчёта, как и в предыдущих случаях, производится по формуле (93).

Для соблюдения принятого в расчёте предположения об отсутствии горизонтального смещения по подошве стенки необходимо, чтобы сила трения удовлетворяла условию:

$$S_1 \leq (P_0 + Q + P - S)\mu_2,$$

где μ_2 — коэффициент трения между подошвой стенки и породой. Подставляя вместо S_1 и S их значения, можно получить следующее выражение для проверки устойчивости стенки на сдвиг

$$\left(\frac{1}{2} \sigma_h h - H_0 \right) \leq \left(P_0 + Q + P - \frac{1}{2} \mu_1 \sigma_h h \right) \mu_2 \quad (143)$$

В случае если последнее неравенство не будет соблюдено, размеры стенок должны быть соответственно увеличены.

Максимальное напряжение σ_h в породе за стенкой может быть определено по формуле (138) или из соотношения (139):

$$\sigma_h = hk\beta = hk(\beta_p + X_1 \beta_1 + X_2 \beta_2);$$

Определение напряжений в подошве стенки может быть произведено с помощью второго из уравнений (133) и зависимостью (137). Подставляя в уравнение значение S по формуле (135), можем получить:

$$\mu \frac{\sigma_h h}{2} - P_0 - Q - P + \frac{b}{2} (\sigma_a + \sigma_b) = 0,$$

откуда

$$\sigma_a + \sigma_b = \frac{2(P_0 + Q + P)}{b} - \frac{\mu \sigma_h h}{b}$$

согласно формуле (137)

$$\sigma_a - \sigma_b = \frac{\sigma_h b}{h} n.$$

Решая последние два уравнения, можем найти:

$$\sigma_a = \frac{P_0 + Q + P}{b} + \frac{\sigma_h}{2} \left(\frac{b}{h} n - \mu_1 \frac{h}{b} \right); \quad (144)$$

$$\sigma_b = \frac{P_0 + Q + P}{b} - \frac{\sigma_h}{2} \left(\frac{b}{h} n + \mu_1 \frac{h}{b} \right). \quad (145)$$

Напряжения σ_a и σ_b не должны превосходить допустимых напряжений для породы под стенкой. В случае если это условие не соблюдено или если одно из напряжений получается отрицательным, необходимо соответственно изменить размеры стенки.

Для определения напряжений в стенке, работающей на внецентренное сжатие, находятся нормальные силы и изгибающие моменты в отдельных сечениях её.

Для сечения, отстоящего на расстоянии y (фиг. 210) от верха стенки, нормальная сила и момент могут быть выражены следующим образом:

$$N = P_0 + P + Q - S'$$

$$M = M_0 + H_0 y_1 - H' h' - S' \frac{b_1}{2} + M'_d,$$

где Q' — вес части, стены выше рассматриваемого сечения;

S' — сила трения по боковой грани рассматриваемого участка стены;

H' — сила отпора породы, на рассматриваемом участке;

M'_d — момент сил P_0 ; P и Q' относительно середины рассматриваемого сечения. Остальные обозначения понятны из чертежа.

Подставляя вместо H' ; h' и S' их значения

$$H' = \frac{1}{2} \sigma_h y \left(2 - \frac{y}{h} \right);$$

$$h' = \frac{y}{3} \cdot \frac{3 - \frac{y}{h}}{2 - \frac{y}{h}},$$

$$S' = \mu_1 H' = \frac{1}{2} \mu_1 \sigma_h y \left(2 - \frac{y}{h} \right),$$

можно для нормальной силы и изгибающего момента в стенке получить следующие формулы:

$$N = P_0 + P + Q - \frac{1}{2} \mu_1 \sigma_h y \left(2 - \frac{y}{h} \right); \quad (146)$$

$$M = M_0 + H_0 y_1 + M'_d - \frac{1}{6} \sigma_h y^2 \left(3 - \frac{y}{h} \right) - \frac{1}{4} \sigma_h y b_1 \mu_1 \left(2 - \frac{y}{h} \right). \quad (147)$$

Проверка напряжений в стенке производится по формуле (92) внецентренного сжатия. Если в стенке получаются отрицательные напряжения, необходимо соответствующим образом увеличить её размеры.

Ход расчёта свода обделки рассматриваемого типа аналогичен изложенному выше за исключением определения углов поворота β_1 , β_2 и β_p . Последние для случая обделки с массивными стенками определяются по формулам (112)–(114).

После проверки правильности расчёта по формуле (93), определяют напряжение за стенкой σ_n по формуле (138) и проверяют устойчивость стенки на сдвиг по формуле (143).

Далее определяют напряжения в подошве стенки σ_a и σ_b по формулам (144) и (145) для сравнения их с допускаемыми напряжениями на породу.

Затем проверяют напряжения в стенке, определяя для этого M и N в соответствующих сечениях по формулам (146) и (147).

7. Пример расчёта обделки в виде подъёмистого свода

Составить проект обделки однопутного железнодорожного тоннеля на участке его, проходящем в мергелях средней крепости. Известны следующие величины, определённые опытным путём на рассматриваемом участке проектируемого тоннеля:

а) горное давление сверху:

$$3,90 \text{ т/м}^2;$$

б) коэффициент упругого отпора в боках выработки:

$$k_1 = 30 \text{ кг/см}^3 = 3 \cdot 10^4 \text{ т/м}^3$$

и в подошве:

$$k_2 = 50 \text{ кг/см}^3 = 5 \cdot 10^4 \text{ т/м}^3.$$

Коэффициент трения между обделкой и породой $\mu = 0,4$.

В стадии проектного задания, а также при отсутствии данных о свойствах пород на рассматриваемом участке тоннеля горное давление приходится принимать по существующим приближённым формулам.

В рассматриваемом примере, т. е. для мергелей средней крепости, характеризующих коэффициентом крепости $f = 2$, высота свода обрушения по формуле Протодьяконова получается равной:

$$h = \frac{l}{2f} = \frac{6,8}{2 \cdot 2} = 1,70 \text{ м.}$$

Здесь l — ширина выработки в свету, принятая с учётом перебора породы, в 8%.

$$l = 6,4 \cdot 1,08 = 6,8 \text{ м.}$$

В предположении равномерного распределения давления по ширине тоннеля, при объёмном весе мергеля $\gamma = 2,3 \text{ т/м}^3$, интенсивность горного давления:

$$q = h \gamma = 1,7 \cdot 2,3 = 3,9 \text{ т/м}^2.$$

При отсутствии опытных данных об упругих свойствах пород в проектируемом тоннеле характеристики последних приходится устанавливать приближённо по нормативным материалам¹ или по данным из технической литературы.

Конструкцию обделки принимаем в виде подъёмистого свода с пятами, заглублёнными в подошву выработки (фиг. 184). Это наиболее рациональный тип обделки для однопутных тоннелей в породах средней и ниже средней крепости.

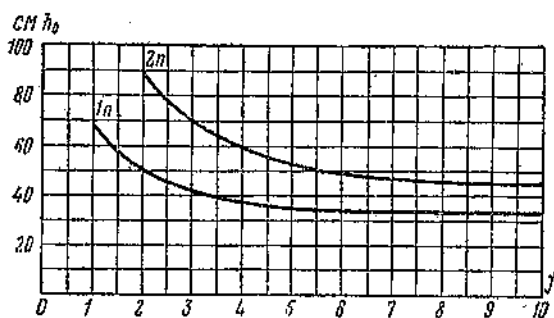
Размеры обделки в свету устанавливаем с соблюдением внутри её требуемый габарита СТ-1 (на фиг. 212 очертание габарита показано пунктиром), слегка смягчая по кривой бока обделки и несколько уменьшая радиус кривой очерта-

¹ Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Деривационные тоннели, Стройиздат, Наркомстрой, 1941, табл. 5., стр. 46.

ния в замковой части тоннеля в целях получения рационального очертания свода.

Форму осевой линии обделки тоннеля принимаем по коробовой кривой, очерченной из трёх центров радиусами:

$$R_1=2,65 \text{ м}, \quad R_2=4,95 \text{ м} \text{ и } R_3=12,15 \text{ м}.$$



Фиг. 211

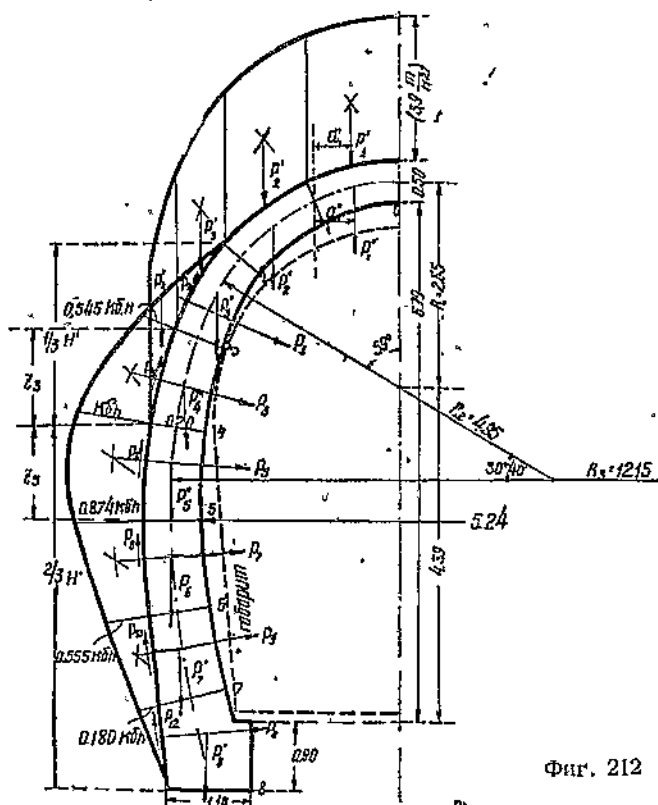
Материалом для обделки принимаем бетон.

Расчётные напряжения в обделке не должны превосходить допускаемых напряжений, приведённых в табл. 12.

Предварительное назначение толщины обделки производим, пользуясь графиком фиг. 211, по которому коэффициенту крепости $f=2$ соответствует толщина свода в замке однопутного тоннеля $h_{зам}=50 \text{ см}$. Толщину обделки h_1 на уровне рельса принимаем равной:

$$h_1=h_{зам} \cdot 1,8=90 \text{ см}.$$

Для уменьшения давления на породу под пятой обделки толщину пяты свода увеличиваем до 1,1 м (фиг. 212).



Фиг. 212

Расчёт обделки производим на действие горного давления и собственного веса обделки с учётом отпора породы и сил трения, возникающих по боковым поверхностям обделки.

Разбиваем полусвод на 8 клиньев равной длины. Полная длина осевой линии полусвода равна 9,60 м, длина одного клина $\Delta s = 1,20$ м. Составляем табл. 22 для определения длины C выносных консолей (ордината «упругого центра»).

Определение C

Таблица 22

№ шва	Угол наклона к вертикали φ	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	x (м)	y' (м)	R (м)	R^2 (м ²)	$\frac{1}{J}$	$\frac{y'}{J}$
0	0	0	1,0000	0	0	0,50	0,1250	96,0	0
1	25° 57'	0,4376	0,8992	1,16	0,27	0,52	0,1406	85,3	23,0
2	51° 54'	0,7869	0,6170	2,08	1,015	0,57	0,1852	64,8	65,8
3	68° 51'	0,9326	0,3681	2,87	2,02	0,63	0,2500	48,0	97,0
4	82° 43'	0,9919	0,1268	2,96	3,21	0,70	0,3430	35,0	112,3
5	92° 30'	0,9990	-0,0436	3,00	4,41	0,76	0,4390	27,3	120,4
6	98° 10'	0,9903	-0,1420	2,92	5,62	0,83	0,5718	20,8	116,9
7	103° 50'	0,9710	-0,2391	2,66	6,79	0,90	0,7290	16,4	111,4
8	90° 00'	—	—	2,31	7,94	1,10	1,3310	9,0	71,5

Координаты x и y' центров тяжести швов относительно осей, проведённых через центр замка, определяем по следующим формулам:

$$x = R_1 \sin \varphi;$$

$$y' = R_1(1 - \cos \varphi).$$

На 1-м участке: $0 \leq \varphi \leq 59^\circ$;

$$x = 2,65 \sin \varphi; \quad y' = 2,65(1 - \cos \varphi).$$

На 2-м участке $59^\circ \leq \varphi \leq 89^\circ 40'$.

$$x = R_2 \sin \varphi - (R_2 - R_1) \sin 59^\circ = 4,95 \sin \varphi - 1,946;$$

$$y' = R_1 + (R_2 - R_1) \cos 59^\circ - R_2 \cos \varphi = 3,84 - 4,95 \cos \varphi.$$

На 3-м участке $89^\circ 40' \leq \varphi \leq 103^\circ 50'$

$$x = R_3 \sin \varphi - (R_3 - R_2) \sin 89^\circ 40' - 1,946 = R_3 \sin \varphi - 9,14;$$

$$y' = 3,84 - (R_3 - R_2) \cos 89^\circ 40' - R_3 \cos \varphi = 3,882 - R_3 \cos \varphi.$$

Толщина обделки в промежуточных сечениях определена графически, Вычисление интегралов, входящих в формулу:

$$C = \frac{\int_0^{s/2} \frac{y' ds}{J}}{\int_0^{s/2} \frac{ds}{J}};$$

может быть произведено с помощью формулы Симпсона, которая, как известно имеет вид:

$$\int_a^b f(x) dx = \frac{1}{3} \cdot \frac{b-a}{n} \{ f(x_0) + 4[f(x_1) + f(x_3) + \dots + f(x_{n-1})] + 2[f(x_2) + f(x_4) + \dots + f(x_{n-2})] + f(x_n) \},$$

где n — число делений обязательно чётное.

В тех случаях, когда подынтегральная функция то возрастает, то убывает или меняет знак, а также в тех случаях, когда число делений нечётное, следует при вычислении интегралов пользоваться формулой Котеса:

$$\int_a^b f(x)dx = (b-a)[C_n^0 f(x_0) + C_n^1 f(x_1) + C_n^2 f(x_2) + \dots + C_n^n f(x_n)],$$

нах

где n — число делений;
 $C_n^0, C_n^1, \dots, C_n^n$ — коэффициенты, зависящие от числа делений, имеют следующие значения:

$$\text{при } n=1, \quad C_1^0 = C_1^1 = \frac{1}{2},$$

$$n=2, \quad C_2^0 = C_2^2 = \frac{1}{6}, \quad C_2^1 = \frac{4}{6},$$

$$n=3, \quad C_3^0 = C_3^3 = \frac{1}{8}, \quad C_3^1 = C_3^2 = \frac{3}{8},$$

$$n=4, \quad C_4^0 = C_4^4 = \frac{7}{90}, \quad C_4^1 = C_4^3 = \frac{16}{45}, \quad C_4^2 = \frac{3}{15},$$

$$n=5, \quad C_5^0 = C_5^5 = \frac{19}{288}, \quad C_5^1 = C_5^4 = \frac{25}{96}, \quad C_5^2 = C_5^3 = \frac{25}{144},$$

$$n=6, \quad C_6^0 = C_6^6 = \frac{41}{840}, \quad C_6^1 = C_6^5 = \frac{9}{35}, \quad C_6^2 = C_6^4 = \frac{9}{280}, \quad C_6^3 = \frac{34}{105},$$

$$n=7, \quad C_7^0 = C_7^7 = \frac{751}{17280}, \quad C_7^1 = C_7^6 = \frac{3577}{17280}, \quad C_7^2 = C_7^5 = \frac{1323}{17280},$$

$$C_7^3 = C_7^4 = \frac{2989}{17280},$$

$$n=8, \quad C_8^0 = C_8^8 = \frac{989}{28350}, \quad C_8^1 = C_8^7 = \frac{5888}{28350}, \quad C_8^2 = C_8^6 = \frac{928}{28350},$$

$$C_8^3 = C_8^5 = \frac{10496}{28350}, \quad C_8^4 = \frac{4540}{28350},$$

$$n=9, \quad C_9^0 = C_9^9 = \frac{2857}{89600}, \quad C_9^1 = C_9^8 = \frac{15741}{89600}, \quad C_9^2 = C_9^7 = \frac{1080}{89600},$$

$$C_9^3 = C_9^6 = \frac{19344}{89600}, \quad C_9^4 = C_9^5 = \frac{5778}{89600},$$

$$n=10, \quad C_{10}^0 = C_{10}^{10} = \frac{16067}{598752}, \quad C_{10}^1 = C_{10}^9 = \frac{106300}{598752}, \quad C_{10}^2 = C_{10}^8 = \frac{48525}{598752},$$

$$C_{10}^3 = C_{10}^7 = \frac{272400}{598752}, \quad C_{10}^4 = C_{10}^6 = \frac{260550}{598752}, \quad C_{10}^5 = \frac{427368}{598752}.$$

Суммируя по формуле Симпсона предпоследний и последний столбцы табл. 22, можно найти:

$$\int \frac{ds}{J} = \frac{1,20}{3} [96,0 + 4(85,3 + 48 + 27,3 + 16,4) + 2(64,8 + 35,0 + 20,8) + 9,0] = 422,8$$

$$\int \frac{y' ds}{J} = \frac{1,20}{3} [0 + 4(23,0 + 97,0 + 120,4 + 111,4) + 2(65,8 +$$

$$+ 112,3 + 116,9) + 71,5] = 827,5,$$

$$C = \frac{827,5}{422,8} = 1,96; \quad y_c = 5,98 \text{ м.}$$

с ос

де

и

и

ве

(F

пи

зе

си

к.

Принимая модуль упругости бетона равным $E=140\,000 \text{ кг/см}^2=14 \cdot 10^5 \text{ т/м}^2$, находим:

$$\delta_{11} = \frac{422,4}{14} \cdot 10^{-5} = 30,2 \cdot 10^{-5}.$$

Для нахождения других перемещений, не зависящих от нагрузок,

$$\delta_{22} = \frac{1}{E} \int_0^{s/2} \frac{y^2 ds}{J}; \quad \delta_{h1} = \frac{1}{E} \int_0^{s_1} \frac{y_1 ds}{J}; \quad \delta_{h2} = \frac{1}{E} \int_0^{s_1} \frac{y_1 y ds}{J},$$

составляем табл. 23.

Таблица 23

№	y	y ²	$\frac{y^2}{J}$	y ₁	$\frac{y_1}{J}$	$\frac{yy_1}{J}$
1	2	3	4	5	6	7
0	—1,96	3,84	368,6	—	—	—
1	—1,69	2,86	244,0	—	—	—
2	—0,95	0,90	58,3	—	—	—
3	0,06	0,004	0,2	—	—	—
4	1,25	1,56	54,6	0	0	0
5	2,45	6,00	163,8	1,20	32,8	80,4
6	3,66	13,40	278,7	2,34	48,7	178,2
7	4,83	23,33	382,6	3,45	56,6	273,4
8	5,98	35,76	321,8	4,60	41,4	247,6

Суммируя по формуле Котеса 4-й столбец табл. 23, получаем:

$$\int \frac{y^2 ds}{J} = \frac{9,6}{28\,350} [690,4 \cdot 989 + 626,6 \cdot 5\,888 - 337 \cdot 928 + 164 \cdot 10\,496 - 54,6 \cdot 4\,540] = 1\,873,6;$$

$$\delta_{22} = \frac{1\,873,6}{14} \cdot 10^{-5} = 133,8 \cdot 10^{-5};$$

$$\int \frac{y_1 ds}{J} = \frac{1,20}{3} [4(32,8 + 56,6) + 2 \cdot 48,7 + 41,4] = 198,6;$$

$$\int \frac{yy_1 ds}{J} = \frac{1,20}{3} [4(80,4 + 273,4) + 2 \cdot 178,2 + 247,6] = 807,7;$$

$$\delta_{h1} = \frac{198,6}{14} \cdot 10^{-5} = 14,2 \cdot 10^{-5};$$

$$\delta_{h2} = \frac{807,7}{14} \cdot 10^{-5} = 57,7 \cdot 10^{-5}.$$

При определении перемещений, зависящих от нагрузки, рассматриваем отдельно действие известных нагрузок (горное давление и собственный вес обделки) и действие сил, возникающих вследствие деформации обделки (упругий отпор и силы трения).

Строим эпюру нагрузки, откладывая вертикально от наружной грани свода величину $q = 3,9 \text{ т/м}^2$ (фиг. 212).

Принимая часть эпюры, приходящуюся на каждый клин, за параллелограм (P'), находим точку приложения веса его в пересечении диагоналей. Далее, подсчитываем собственные веса P'' отдельных клиньев обделки и выписываем значения P' и P'' соответственно во 2-й и 3-й столбцы табл. 24.

В 4-й и 5-й столбцы той же таблицы выписываем величины плеч a' и a'' сил P' и P'' относительно центра тяжести левого шва каждого рассматриваемого клина.

Определение перемещений, зависящих от горного давления и собственного веса обделки

№ ша	Нагрузки				Плечи		$P'a'$	$P'a''$	$\Sigma_{i-1} P$	$X_i - X_{i-1}$	$(X_i - X_{i-1}) \cdot \Sigma_{i-1} P$	M_p	$\frac{M_p}{f}$	$\frac{M_y}{f}$	$\frac{M_{y_1}}{f}$
	горное давление P'	собств. вес P''	a'	a''											
					2	3									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
0	0	0	—	—	0	0	—	0	—	0	0	0	—		
1	4,68	1,09	0,5	0,55	2,34	0,60	—	1,16	—	-2,94	-250,8	423,8	—		
2	4,10	1,19	0,3	0,45	1,23	0,53	5,77	0,92	5,21	-10,01	-648,6	616,2	—		
3	2,54	1,35	0,0	0,22	0	0,30	11,06	0,59	6,52	—	-807,4	-48,4	—		
4	1,17	1,59	-0,16	-0,11	-0,19	0,17	14,95	0,29	4,34	-21,15	-740,2	-925,2	—		
5	—	1,79	—	0	—	0	17,71	0,04	0,70	-21,85	-596,5	-1461,4	-715,8		
6	—	1,92	—	-0,06	—	-0,12	19,50	-0,08	-1,56	-20,17	-419,5	-1535,4	-981,6		
7	—	2,03	—	-0,12	—	-0,24	21,42	-0,28	-6,00	-13,93	-228,4	-1103,2	-788,0		
8	—	2,90	—	0	—	0	23,45	-0,35	-8,21	-5,72	-51,5	-308,0	-236,9		

При вычислении изгибающего момента M_p в любом сечении i обделки воспользуемся следующей формулой:

$$M_{p(i)} = M_{p(i-1)} - (P'_i a'_i + P''_i a''_i) - (x_i - x_{i-1}) \sum_{j=1}^i P_j,$$

где $\sum_{j=1}^i P_j$ — сумма всех сил, расположенных правее сечения $(i-1)$.

Суммируя 12-й столбец табл. 24, по формуле Симпсона получаем:

$$\int \frac{M_p ds}{J} = -\frac{1,20}{3} [4(250,8 + 807,4 + 596,5 + 228,4) + 2(648,6 + 740,2 + 419,5) + 51,5] = -4480.$$

Суммируя 13-й столбец по формуле Котеса:

$$\int \frac{M_p y ds}{J} = -\frac{9,6}{28350} [308 \cdot 989 + 679 \cdot 5888 - 919 \cdot 928 + 1510 \cdot 10496 - 925 \cdot 4540] = -5112.$$

Суммирование 14-го столбца даёт по формуле Симпсона:

$$\int \frac{M_p y_1 ds}{J} = -\frac{1,20}{3} [4(715,8 + 788,0) + 2 \cdot 981,6 + 236,9] = -3260.$$

Для нахождения перемещений, зависящих от упругого отпора и сил трения, строим предварительно эпюру отпора, принимая верхнюю нулевую точку в сечении, наклонённом под углом $\varphi_0 = 45^\circ$, а точку с максимальной ординатой δ_n в сечении, отстоящем от верхней нулевой точки на расстоянии $1/3 H'$, где H' — полная длина эпюры отпора.

Вычисление промежуточных ординат эпюры отпора производится по формуле параболы:

$$k\delta = k\delta_n \left(1 - \frac{z^2}{a^2}\right),$$

причём для участка от верхней нулевой точки до точки с ординатой $k\delta_n$ подставляем значение $a = 1/3 H'$, для нижнего участка значение $a = 2/3 H'$. Величины получившихся ординат видны из фиг. 212.

Разбивая эпюру на части сечениями, нормальными к очертанию обделки, подсчитываем соответствующие площади эпюр, находим центры тяжести их и вычисляем моменты.

Результаты вычислений сводим в табл. 25 (стр. 214).

Силы трения, действующие на каждый клин, находятся путём умножения соответствующей силы отпора на коэффициент трения $\mu = 0,4$.

Значения перемещений, зависящих от нагрузок, определяются как:

$$\Delta_{1p} = -\frac{1}{14 \cdot 10^5} (4480 + 751k\delta_n) = -(320,0 + 53,0k\delta_n) \cdot 10^{-5};$$

$$\Delta_{2p} = -\frac{1}{14 \cdot 10^5} (5112 + 2916k\delta_n) = -(365,1 + 207,3k\delta_n) \cdot 10^{-5};$$

$$\delta_{np} = -\frac{1}{14 \cdot 10^5} (3260 + 1936k\delta_n) = -(234,7 + 131,3k\delta_n) \cdot 10^{-5}.$$

Изгибающий момент в пяте свода (табл. 24 и 25):

$$M'_0 = -5,72 - 17,49k\delta_n.$$

Углы поворота пяты по формулам (106) и (107):

$$\beta_1 = \frac{1}{J_0 k_1} = 18 \cdot 10^{-5}.$$

$$\beta_p = \frac{M'_0}{J_0 k_1} = -(103,0 + 314,8k\delta_n) 10^{-5}.$$

№ плав.	Плечи и моменты	$\int \frac{M_p ds}{f}$												$\frac{M_p y_i}{f}$	$\frac{M_p y_i}{f}$			
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13			14	15	16
1																		
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	Плечо	0,45	0,30	0,30	0,62	0,38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Момент $k\delta_h$. . .	0,153	0,04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	Плечо	1,60	0,55	0,62	0,60	0,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Момент $k\delta_h$. . .	0,55	0,08	0,60	0,60	0,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	Плечо	2,75	1,00	1,82	1,75	0,70	0,76	0,35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Момент $k\delta_h$. . .	0,93	0,14	1,75	1,75	0,27	0,89	0,16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	Плечо	3,70	1,55	2,25	2,25	1,10	1,90	0,60	0,75	0,45	—	—	—	—	—	—	—	—
	Момент $k\delta_h$. . .	1,26	0,22	2,17	2,17	0,43	2,22	0,28	0,67	0,16	—	—	—	—	—	—	—	—
7	Плечо	4,65	2,20	3,98	3,84	1,58	3,00	0,95	1,90	0,56	0,70	0,40	—	—	—	—	—	—
	Момент $k\delta_h$. . .	1,59	0,31	3,84	3,84	0,62	3,52	0,45	1,69	0,20	0,32	0,07	—	—	—	—	—	—
8	Плечо	5,72	2,86	5,06	5,06	2,12	4,20	1,20	3,10	0,65	1,90	0,34	0,70	0,55	—	—	—	—
	Момент $k\delta_h$. . .	1,94	0,40	4,88	4,88	0,83	4,91	0,56	2,76	0,23	0,88	0,06	0,08	0,02	—	—	—	—

$$\int \frac{M_p ds}{f} = -0,4 \cdot 1877 = -751 \text{ кб}$$

$$\int \frac{M_p y ds}{f} = -0,4 \cdot 7291 = -2916 \text{ кб}$$

$$\int \frac{M_p y_i ds}{f} = -0,4 \cdot 4839 = -1936 \text{ кб}$$

Значения неизвестных X_1 и X_2 по формулам (104):

$$X_1 = \frac{(-981,0 - 2090,5k\delta_n)107,6 + (423,0 + 368,4k\delta_n)777,8}{777,8 \cdot 48,2 - 107,6^2} = 8,643 + 2,377k\delta_n;$$

$$X_2 = \frac{(-423,0 - 368,4k\delta_n)107,6 + (981 + 2090,5k\delta_n)48,2}{777,8 \cdot 48,2 - 107,6^2} = 0,068 + 2,363k\delta_n.$$

Полный угол поворота пяты по формуле (102):

$$\beta = [-103,0 - 314,8k\delta_n + (8,643 + 2,377k\delta_n) \cdot 18(0,068 + 2,363k\delta_n) \cdot 107,6]10^{-5} = (59,9 - 17,75k\delta_n)10^{-5}.$$

Перемещение δ_n по формуле (110):

$$\delta_n = [-234,71 - 138,3k\delta_n + (8,643 + 2,377k\delta_n)14,2 + (0,068 + 2,363k\delta_n)57,7 + (59,9 - 17,75k\delta_n)4,6] \cdot 10^{-5} = (172,4 - 49,8k\delta_n)10^{-5}.$$

Откуда

$$\delta_n = \frac{172,4}{1 + 49,8 \cdot 0,3} \cdot 10^{-5} = 10,816 \cdot 10^{-5};$$

$$k\delta_n = 3,24 \text{ м/м}^2.$$

Теперь находим окончательно значения X_1 и X_2 после подстановки в выражения для них, т. е.

$$X_1 = 8,643 + 7,701 = 16,31 \text{ м/м};$$

$$X_2 = 0,068 + 7,656 = 7,72 \text{ м}.$$

Для определения полных изгибающих моментов в сечениях свода и выполнения проверки по формуле (93) составляется табл. 26.

Таблица 26

Определение изгибающих моментов

№ шва	M_p мм	$X_2 y$ мм	M мм	$\frac{M}{J}$
0	0	-15,13	1,21	116,2
1	-2,94	-13,05	0,35	29,9
2	-10,01	-7,33	-1,00	-64,8
3	-17,44	0,46	-0,64	-30,7
4	-25,62	9,65	0,36	12,6
5	-35,26	18,91	-0,01	-0,3
6	-44,17	28,25	0,41	8,5
7	-54,75	37,29	-1,12	-18,4
8	-62,37	46,18	0,15	1,1

По Котесу:

$$\int \frac{M ds}{J} = \frac{9,6}{28350} (117,3 \cdot 989 + 115 \cdot 5888 + 56,3 \cdot 928 - 31,0 \cdot 10496 - 12,6 \cdot 4540) = -49,64.$$

$$\text{Угол } \beta = \frac{M}{J_0 k} = 0,15 \cdot 18 \cdot 10^{-5} = 2,7 \cdot 10^{-5}.$$

Проверка правильности расчёта даёт:

$$\frac{1}{E} \int \frac{M ds}{J} + \beta = -0,84 \cdot 10^{-5}.$$

Расхождение не превышает точности вычислений.

Проверку напряжений производим в наиболее опасных сечениях в замке:

$$M=1,21 \text{ тм}; \quad N=X_2=7,72 \text{ т};$$

$$\sigma_{0-0} = \frac{7,72}{0,5} \pm \frac{1,21 \cdot 6}{0,25} = 15,4 \pm 29,0 \text{ (т/м}^2\text{)};$$

$$\sigma_{\max} = 4,4 \text{ кг/см}^2 \text{ (сжатие)};$$

$$\sigma_{\min} = -1,4 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение)}.$$

В сечении 7—7, имеющем наибольший отрицательный изгибающий момент $M = -1,12 \text{ тм}$

$$N = N_{\text{акт}} + N_{\text{пасс}} + X_2(\varphi_7 - 90) = 22,75 - 0,755 - 1,845 = 20,15 \text{ т};$$

$$\sigma_{7-7} = \frac{20,15}{0,9} \pm \frac{1,12 \cdot 6}{0,81} = 22,3 \pm 8,3 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = 1,4 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\max} = 3,1 \text{ кг/см}^2.$$

В сечении 8—8 для определения давления на породу под пятой обделки $M = 0,15 \text{ тм}$

$$N = N_{\text{акт}} + N_{\text{пасс}} = 26,33 - 4,02 = 22,31 \text{ т};$$

$$\sigma_{8-8} = \frac{22,31}{1,1} \pm \frac{0,15 \cdot 6}{1,21} = 20,3 \pm 0,75 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma_{\max} = 2,1 \text{ кг/см}^2;$$

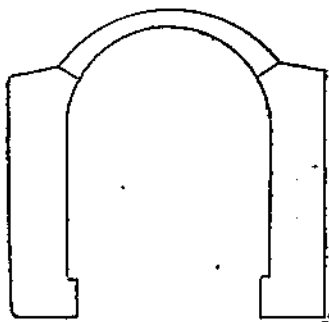
$$\sigma_{\min} = 1,9 \text{ кг/см}^2.$$

Эксцентриситет кривой давления в пяте обделки:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,15}{22,31} = 0,007 \text{ м} = 0,7 \text{ см}.$$

§ 38. КРАТКИЙ ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЁТА ОБДЕЛОК

1. Первые конструкции обделок железнодорожных тоннелей явились подражанием каменным мостам и имели явно выраженные свод и устой (фиг. 213). Расчёт таких обделок производился аналогично расчёту мостов: обделка рассматривалась на свод и стенки (устой), причём свод рассматривался как жёстко защемлённый в стенки, а стенки как свободно стоящие. Такой расчёт, будучи довольно несложным, в то же время оказывался весьма неточным, так как не учитывал действительных условий работы тоннельной обделки.



Фиг. 213

Как правило, своды тоннельных обделок не могут рассматриваться в расчётах как своды жёстко защемлённые. Под действием распора свода происходит поворот и изгиб стенок обделки тоннеля. Это в свою очередь вызывает поворот и горизонтальное смещение пят самого свода. Подвижка пят свода ведёт к уменьшению распора и, следовательно, к увеличению изгибающих моментов в сечениях свода. Таким образом, расчёт

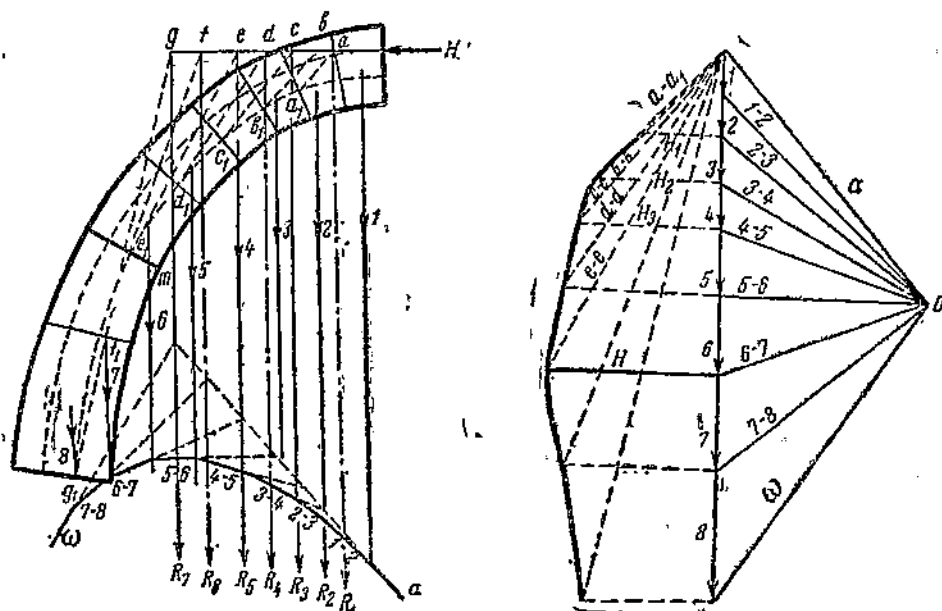
тоннельного свода в предположении жёсткой заделки пят служит не в запас прочности его.

Расчёт стен тоннельной обделки, как неподвижно стоящих, также не соответствует условиям действительной работы их. Под действием распора свода происходит поворот и изгиб стен, что сопровождается возникновением сил упругого отпора со стороны окружающей обделку горной породы. Вследствие

этого изгибающие моменты в стенах уменьшаются. А с учётом также и уменьшения распора, передаваемого сводом стенкам обделки, нужно признать, что предположение о неподвижности стен приводит к преувеличению расчётных усилий в них, а следовательно, и к утяжелению стен.

2. Одна из первых попыток учесть отпор породы за стенами тоннельных обделок сделана Коммерелем (1912 г.). Рассматривая условия работы обделки, Коммерель расчленяет её на свод и стены. При этом свод рассчитывается как жёстко заделанный с использованием для этой цели весьма неточного графического метода «предельного равновесия». Этот метод, как известно, сводится к отыскиванию швов перелома и построению для свода как для трёхшарнирной арки кривой давления, проходящей в замке через верхнюю точку ядра сечения и в швах перелома через нижнюю точку ядра сечения (фиг. 214).

При расчёте стен Коммерель принимает отпор породы E равным распору свода H и считает его распределённым по треугольнику на некоторой части высоты стены (фиг. 215). Это соответствует предположению, что при повороте стены подошва её смещается внутрь тоннеля. Таким образом, в методе Ком-



Фиг. 214

мереля не учитываются силы трения, возникающие по подошве стенки и удерживающие её от сдвига.

Длина участка стенки, на протяжении которого действует отпор породы, устанавливается из условия абсолютной жёсткости стенки, вследствие чего углы поворота боковой грани и подошвы стенки будут одни и те же. Считая породу однородной и принимая закон пропорциональности между напряжениями, возникающими в породе, и соответствующими им осадками, можно написать:

$$\frac{\sigma_1}{y} = \frac{\sigma_2 - \sigma_2'}{b},$$

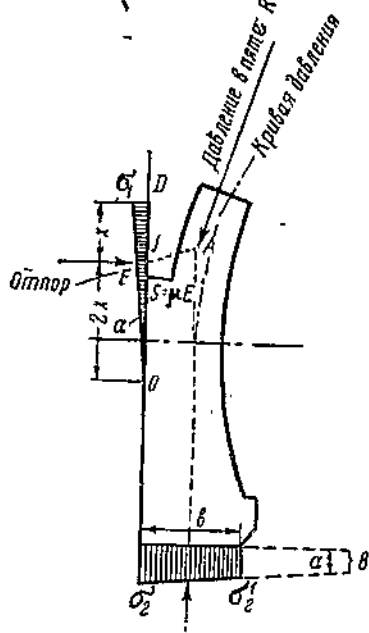
Заменой σ_1 через $\sigma_1 = \frac{2E}{y}$ можно найти длину участка y стены, встречающей упругий отпор породы:

$$y = \sqrt{\frac{2Eb}{\sigma_2 - \sigma_2'}}.$$

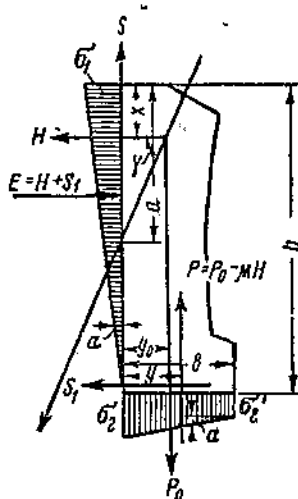
Как видно из последней формулы, распределение отпора по высоте стенки зависит от разности напряжений в подошве её ($\sigma_2 - \sigma_2'$). Однако эта разность в свою очередь сама зависит от закона распределения отпора; следовательно, полученное уравнение задачи не решает.

3. Некоторые уточнения в метод Коммереля внесены проф. Розановым, предложившим учитывать силу трения в подошве стенки. Вследствие отсутствия сдвига подошвы поворот стенки происходит в этом случае вокруг нижнего наружного ребра её, и силы отпора действуют по всей высоте стенки (фиг. 216). Расчёт свода проф. Розанов производит не графически, а аналитически как упругого тела. Однако основной недостаток метода Коммереля — расчёт свода как жёстко защемлённого, без учёта смещения его пят, остаётся неисправленным и в расчёте Розанова.

4. Метод расчёта обделки рассматриваемого типа с учётом упругого взаимодействия свода и стен разработан в 1936 г. Метропроектом. В этом методе учитываются перемещения пят свода, вызванные поворотом стенки, т. е. свод считается как упруго защемлённый.



Фиг. 215



Фиг. 216

Стенка ввиду её значительно большей толщины рассматривается как абсолютно жёсткая, примыкающая к податливой породе. Считается, что подошва стенки вследствие наличия сил трения не получает горизонтальных смещений, и силы отпора возникают по всей высоте стенки. Схема загрузки стенки имеет вид, представленный на фиг. 217.

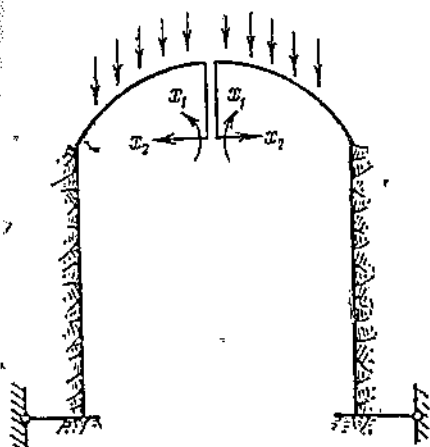
При определении напряжений в породе принята гипотеза Шведлера—Винклера о пропорциональности между напряжениями и осадками; $\sigma = k\epsilon$, причём k —коэффициент упругого отпора принят одинаковым для породы за стенками и под подошвой их.

В методе расчёта обделок, предложенном Метропроектом, рассматривается случай симметричной нагрузки обделки. За лишние неизвестные здесь приняты момент X_1 и горизонтальная сила X_2 в замке свода, приложенные на концах выносных консолей (фиг. 217).

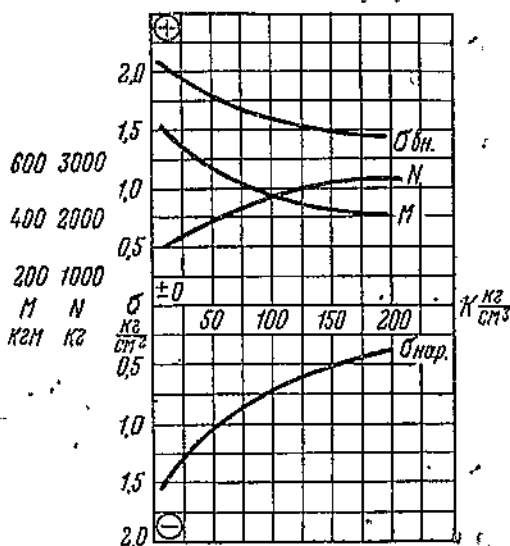
Выбор длины консолей (до уровня пят свода) приводит к некоторому усложнению уравнений деформации, которые имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} X_1 (\delta_{11} + \beta_{11}) + X_2 (\delta_{12} + \beta_{12}) + \Delta_{1p} + \beta_{1p} &= 0; \\ X_1 (\delta_{21} + \beta_{21}) + X_2 (\delta_{22} + \beta_{22}) + \Delta_{2p} + \beta_{2p} &= 0, \end{aligned}$$

где δ_{11} ; δ_{12} ; δ_{22} ; Δ_{1p} Δ_{2p} — перемещения вследствие упругих деформаций свода;
 β_{11} ; β_{12} ; β_{22} ; β_{1p} ; β_{2p} — перемещения, вызванные поворотом стенки.
 Последние определяются из рассмотрения перемещений стенки в упругой породе при загрузке её силами $X_1=1$; $X_2=1$, а также силами и моментами от внешней нагрузки.



Фиг. 217

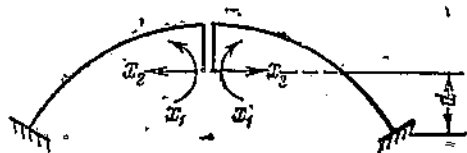


Фиг. 218

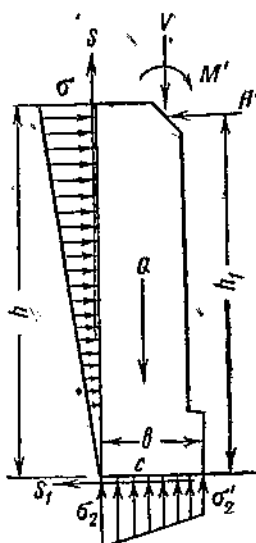
Построенные на основании ряда расчётов графики изменения усилий и напряжений в обделке перегонного тоннеля метрополитена позволяют судить о степени влияния податливости породы (коэффициента k) на работу обделки (фиг. 218).

Для обделок, жёсткость стенок которых значительно отличается от жёсткости свода, в рассматриваемом методе делается попытка учесть дополнительно деформации стен. Однако принятое при этом допущение, что деформация стенки не меняет характера эпюры отпора, которая попрежнему остаётся треугольной, не соответствует действительности и снижает точность расчёта.

5. Для обделок с жёсткими стенками (фиг. 213) метод расчёта, учитывающий упругое взаимодействие свода и стен, дан также проф. Безуховым. Выбор точки приложения лишних неизвестных в упругом центре тяжести свода (фиг. 219) позволил



Фиг. 219



Фиг. 220

автору получить более простые расчётные зависимости, чем в предыдущем методе.

Составляя уравнения деформации для свода с упруго защемлёнными пятнами и определяя перемещения пят из рассмотрения работы стенки (фиг. 220), проф. Безухов получает следующую формулу для угла поворота β пят свода:

$$\beta = \frac{H'h_1 - M' - M_c}{\frac{2hd}{\delta_{22}} \left[\frac{h_1(h+d)}{hd} - \frac{d}{h} - 1 \right] - \frac{2}{\delta_{11}} + k \frac{bh^2}{12} \left[4 \frac{h}{b} + 3\mu + m \frac{b^2}{h^2} \right]}$$

где H' и M' — распор и момент в пятах свода, определённые в предположении жёсткого защемления пят;

$m = \frac{k_1}{k}$ — отношение коэффициентов упругого отпора породы в подошве и за боковой гранью стенки;

μ — коэффициент трения по боковой грани стенки;

d — расстояние упругого центра от линии пят;

M_c — момент вертикальных сил V и Q относительно середины подошвы стенки.

Неизвестные X_1 и X_2 определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= X'_1 - \frac{2\beta}{\delta_{11}} \\ X_2 &= X'_2 - \frac{2\beta}{\delta_{22}}(h+d) \end{aligned} \right\} \quad (149)$$

где X'_1 и X'_2 — лишние неизвестные, т. е. момент и горизонтальная сила для свода с жёстко защемлёнными пятами.

Изгибающий момент в любом сечении свода определяется по формуле:

$$M_x = M'_x + 2\beta \left[\frac{y}{\delta_{22}}(h+d) - \frac{1}{\delta_{11}} \right], \quad (150)$$

где M'_x — изгибающий момент в том же сечении свода с жёстко защемлёнными пятами.

Сила трения по вертикальной грани стенки определяется как:

$$S = \frac{1}{2} \mu k h^2 \beta. \quad (151)$$

Сила трения в подошве стенки:

$$S_1 = \frac{1}{2} k h^2 \beta - H' - \frac{2\beta}{\delta_{22}}(h+d). \quad (152)$$

Максимальное напряжение в породе за стенкой:

$$\sigma_1 = k h \beta. \quad (153)$$

Напряжения в породе под подошвой стенки:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{Q+G}{b} + \frac{\sigma_1}{2} \left(m \frac{b}{h} - \mu \frac{h}{b} \right) \\ \sigma'_2 &= \frac{Q+G}{b} - \frac{\sigma_1}{2} \left(m \frac{b}{h} + \mu \frac{h}{b} \right) \end{aligned} \right\} \quad (154)$$

Кроме основного случая работы стенки (фиг. 220) проф. Безуховым рассмотрено также несколько особых случаев.

1. Случай, когда сила трения в подошве стенки оказывается превзойдённой, т. е. $S_1 > Nf$.

В этом случае поворот стенки произойдёт не относительно нижнего наружного ребра её, а относительно центра вращения, расположенного выше подошвы стенки (фиг. 221).

2. Случай, когда под стенкой возникают растягивающие напряжения и на сжатие, таким образом, работает только часть подошвы её (фиг. 222).

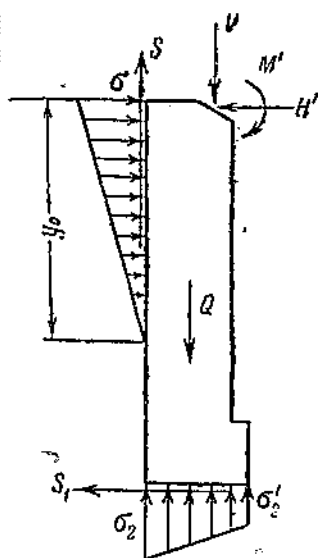
3. Случай, когда напряжения в породе за стенкой превосходят критическое ($\sigma_{\max}$), т. е. такое, за пределами которого появляются пластические деформации.

4. Случай, когда напряжения в породе под стенкой превосходят критическое σ_{max} . Решение в этом случае принимается по аналогии со случаем 3 (фиг. 224).

5. Случай, когда напряжения в породе как за стенками, так и под ними превосходят критическое. Решение, предлагаемое в этом случае автором, ясно по фиг. 225.

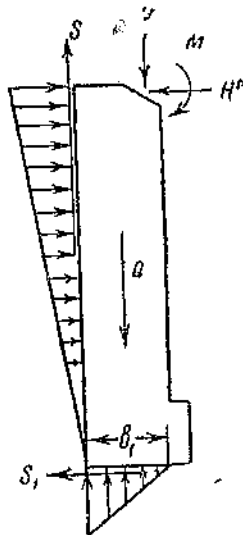
Для всех упомянутых выше частных случаев проф. Безухов рекомендует пользоваться при расчёте методом последовательных приближений, так как непосредственное решение соответствующих уравнений приводит к слишком громоздким формулам и вычислениям.

Правильнее было бы соответствующим выбором очертания и размеров обделки не допускать появления растягивающих напряжений под подошвой её, так же как и избегать перенапряжений породы как за стенкой, так и под подошвой её.



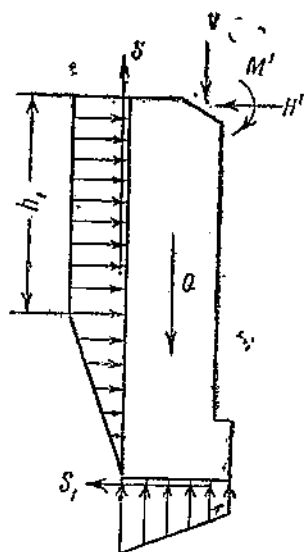
Случай 1

Фиг. 221



случай 2

Фиг. 222



Случай 3

ΦηΓ. 223

6. Метод расчёта обделки с жёсткими стенками без применения гипотезы Шведлера—Винклера предложен проф. Давыдовым. По этому методу обделка рассчитывается как статически неопределимая система в линейно деформируемой породе, упругие свойства которой характеризуются модулем упругости E и коэффициентом Пуассона μ .

Как и в предыдущих методах, обделка для расчёта расчленяется на свод и стенки, причём свод рассчитывается как упруго заделанный в стенки, а стенки — как опирающиеся на упругий слой породы по боковой поверхности и в подошве.

Толщина упругого слоя H_1 определяется из условий набухания породы по формуле Терцаги:

$$H_1 = \sqrt{\frac{6lct}{a_u}}, \quad (a)$$

где t — время набухания в годах;

k — коэффициент фильтрации в см/год;

a_n — коэффициент набухания, определяемый по кривой набухания.

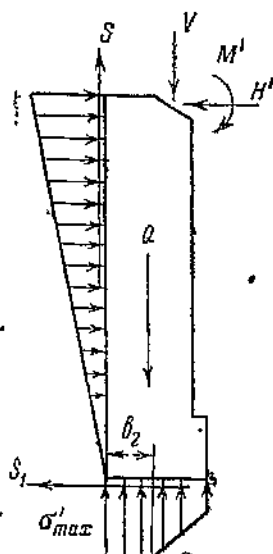
Если величина H_1 по этой формуле получается слишком малой, то автор рекомендует принимать мощность упругого слоя до глубины, на которой сжа-

тие, вызываемое весом выпшележащей породы, увеличивается дополнительным давлением от сооружения на 20%, т. е.

$$\gamma_n \leq 1,2(H_0 + H_1)\gamma,$$

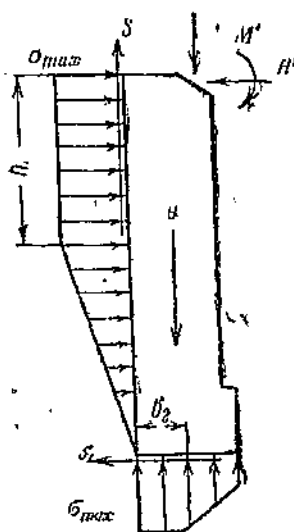
где γ_n — напряжение по подошве упругого слоя;

H_0 — расстояние от дневной поверхности до подошвы стенки.



случай 4

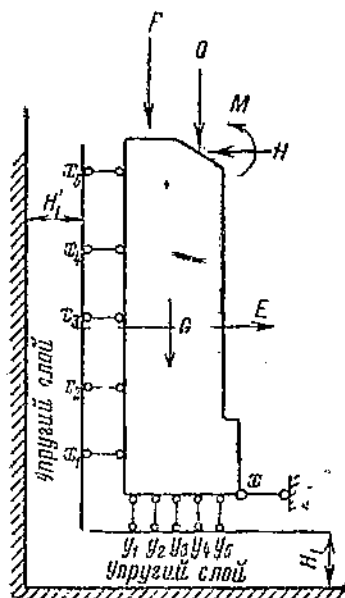
Фиг. 224



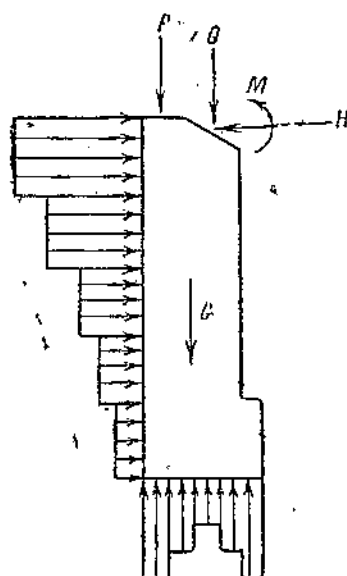
случай 5

Фиг. 225

При бесконечно большой толщине упругого слоя по боковой поверхности стенка рассматривается как балка на упругой полуплоскости. Напряжения и деформации по поверхности упругого слоя определяются методами теории упругости.



Фиг. 226



Фиг. 227

Опирающаяся на упругий слой или упругую полуплоскость стенка рассчитывается приближённо как балка на n опорах (фиг. 226), что соответствует замене криволинейной эпюры напряжений в породе ступенчатой (фиг. 227).

При этом стенка рассматривается как многократно статически неопределимая система, в которой число лишних неизвестных равно числу опор. Проф. Давыдов рекомендует принимать общее число опорных стержней 10, доказывая, что дальнейшее увеличение числа стержней лишь незначительно повышает точность расчёта.

Особенностью рассматриваемого метода расчёта является учёт так называемого «первичного напряжённого состояния» пород. Горизонтальные напряжения, существовавшие до пробивки тоннеля в нетронутом массиве (вследствие невозможности бокового расширения породы) и равные

$$\epsilon = H \gamma \frac{\mu}{1 - \mu}, \quad (6)$$

проф. Давыдов считает передающимися на стены тоннельной обделки. Эти горизонтальные силы автор полагает возможным во многих случаях принимать равными полному весу всего слоя породы над тоннелем γH_1 .

Если при расчёте на эти нагрузки усилия в опорных стержнях x получаются отрицательными, автор рекомендует вести расчёт на активное давление:

$$\epsilon = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Если и при этой нагрузке усилия x продолжают оставаться растягивающими, расчёт ведётся без учёта отпора породы по боковой грани стенки.

Для тоннельной обделки с обратным сводом в подошве проф. Давыдов даёт расчёт свода как кривого бруса на упругом основании, подчиняющимся гипотезе Шведлера—Винклера. В этом случае, как и при расчёте стенки, криволинейная эпюра напряжений в породе заменяется ступенчатой и свод рассматривается как балка на n опорах.

Расчёт этой n раз статически неопределимой системы ведётся обычными методами строительной механики.

Для коэффициента упругого отпора породы k в этом случае проф. Давыдов выводит формулу, дающую зависимость k от упругих постоянных пород и толщины упругого слоя:

$$k = \frac{1}{H_1} \frac{E}{1 - \mu}, \quad (в)$$

где H_1 определяется по формуле (а).

Предложенный проф. Давыдовым метод расчёта тоннельных обделок в результате сводится к совместному решению большого числа уравнений; он является чрезвычайно громоздким и сложным, несмотря на большое количество вспомогательных таблиц, разработанных автором.

Учёт так называемого «первичного напряжённого состояния» путём искусственного введения весьма значительных сил горизонтального давления, не служащих к тому же в запас прочности обделок, является необоснованным. В действительности с пробивкой тоннеля картина напряжённого состояния породы, имевшая место до его проходки, резко меняется.

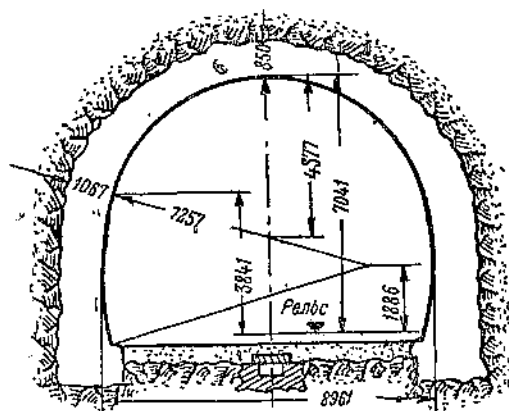
Как показывают исследования Кюна (Kühn), в породе вокруг выработок кругового очертания горизонтальные напряжения выражаются формулой (в) только на бесконечно большом (теоретически) расстоянии от стенок, по контуру же выработки они близки нулю.

Все рассмотренные выше методы расчёта относятся в основном к тоннельным обделкам с жёсткими стенками.

Более отвечают современным требованиям рационального проектирования тоннелей обделки, плавно меняющиеся по толщине от замка к пятам, заглублённым в подошву выработки.

Такая обделка представляет собой в расчётном отношении подъёмистый свод, жёстко или упруго заделанный в подошву.

7. Один из первых расчётов подобного типа обделки был опубликован в 1889 г., в проекте свода Сурамского железнодорожного тоннеля (фиг. 228). В этом расчёте, произведённом под руководством проф. Л. Ф. Николаи, свод обделки рассчитывался как упругое тело по методу наименьшей работы с учётом как вертикального, так и бокового давления породы, равного около $\frac{1}{3}$ от вертикального. Пяты свода рассматривались как жёстко закреплённые. Путём построения кривых давления был решён вопрос о выборе наивыгоднейшего очертания свода.

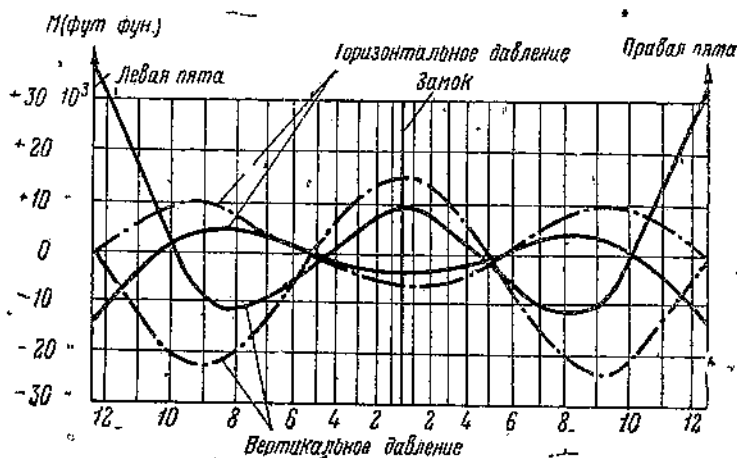


Фиг. 228

8. В заграничной практике проектирования тоннельных обделок в виде подъёмистых сводов известны случаи, когда для участков тоннеля в твёрдых скальных породах пяты свода рассматривались как закреплённые жёстко, а в мягких, податливых породах — как шарнирно опёртые.

Целый ряд подобных расчётов был, например, выполнен инж. Ч. Шарпом (1925 г.) для тоннеля в Сен-Луи (США), имевшего пролёт в свету около 10 м. Для лучшего осуществления заделки пят свода в породу последние сильно развивались в ширину. Однако, как показали последующие наблюдения и исследования, далеко не всегда удавалось при этом полностью закрепить пяты свода и предупредить возможность поворота их.

В этих случаях, когда не было полной уверенности в осуществлении жёсткого закрепления пят, расчёт свода производился в двух предположениях: как жёстко закреплённый и как шарнирно опёртый.



Фиг. 229

Для сравнительной оценки работы свода при различных условиях закрепления его пят должны были служить эпюры изгибающих моментов, построенных на развёрнутой оси свода (фиг. 229).

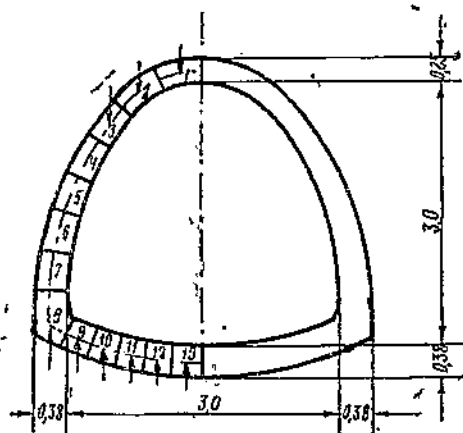
Расчёт обделок производился на действие вертикального горного давления и бокового давления породы, не превышающего $\frac{1}{3}$ от вертикального. Учёт упругого отпора породы, который неизбежно должен возникнуть при деформациях сравнительно тонкой обделки, не производился.

9. В породах слабых тоннельные обделки устраиваются иногда с обратным сводом, составляющим одно целое со всей остальной конструкцией. При расчёте такая обделка рассматривается как замкнутая конструкция.

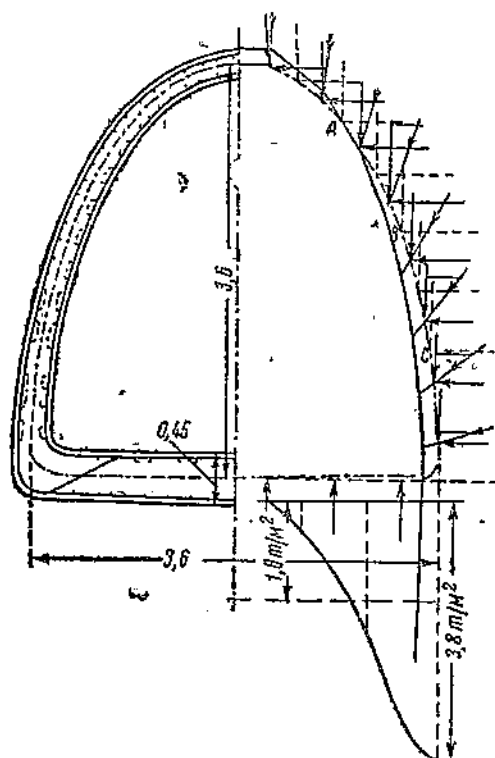
Основное осложнение в расчёте замкнутого типа обделок состоит в определении закона распределения реакций основания. Для упрощения расчёта принимают иногда реакции распределёнными равномерно по всей длине лотка. Такое предположение было принято, например, при расчёте стандартных типов обделок в США (фиг. 230).

Расчётная нагрузка принималась при этом в виде вертикальных сил горного давления, действующих на 6 верхних клиньев обделки. За лишние неизвестные принимались изгибающий момент, распор и перерезывающая сила в замке.

10. Попытка учесть податливость породы при определении реакций в основании сделана Четоу (Англия), предложившим пользоваться в подобного рода расчётах способом последовательных приближений. Вначале производится расчёт обделки как замкнутого контура в предположении равномерного распределения реакций по длине нижней плиты. Да-



Фиг. 230



Фиг. 231

лее определяются прогибы в различных точках лотка и по формуле $p = -ku$, реакции основания.

В соответствии с полученными результатами задаются новой эпюрой распределения, опорных реакций и повторяют расчёт вновь. Так продолжается до тех пор, пока расчётная эпюра реакций в итоге не совпадёт достаточно близко с эпюрой, принятой за исходную.

На фиг. 231 изображено поперечное сечение закрытого железобетонного водовода, рассчитанного по методу Четоу. На правой половине пунктиром показано первоначально принятое равномерное распределение реакций и сплошной линией — окончательно получившееся распределение реакций в результате нескольких последовательных расчётов.

11. Расчёт тоннельных обделок замкнутой конструкции с верхним сводом полуциркульного очертания и плоской плитой в подошве предложен в последнее время американскими инженерами Стенли и Бенскотер¹.

В этом методе расчёта обделка предположена постоянной толщины с вертикальными стенками. Нагрузка на неё принята сверху равномерно распределённой.

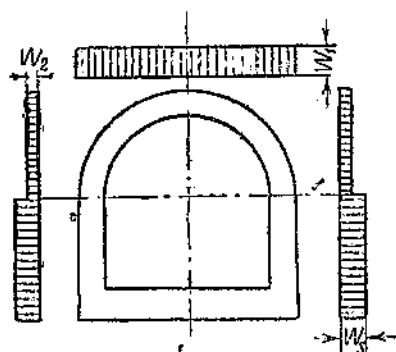
¹ Stanley, Benscotter, Journal of the American Concrete Inst. 1943, v. 14, № 4.

ной, а с боков — равномерно распределённой одной интенсивности (меньшей) по всей высоте свода и другой интенсивности (большей) по высоте самой стенки (фиг. 232).

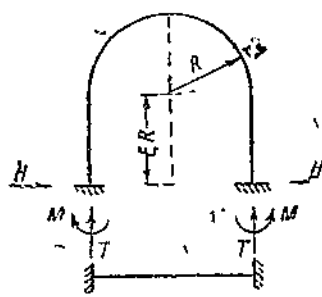
Такие исходные предпосылки заметно упрощают вывод основных формул и позволяют производить довольно быстро расчёт обделок по разработанным авторами графикам.

Заданная конструкция расчленяется при расчёте на раму с криволинейным ригелем и плоскую плиту, в которую она заделана (фиг. 233).

Вначале, предполагая заделку ног рамы в плиту жёсткой, выводятся выражения для момента M'_p в заделке, а также распора H'_p и вертикальной реакции T'_p в том же сечении.



Фиг. 232

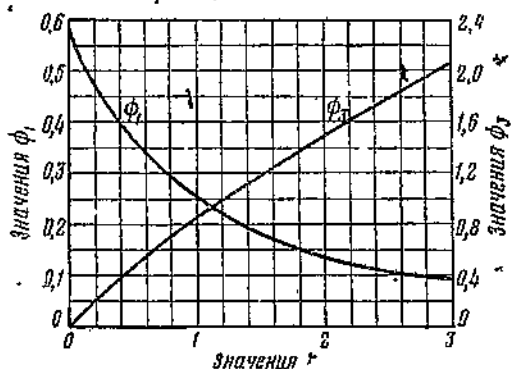


Фиг. 233

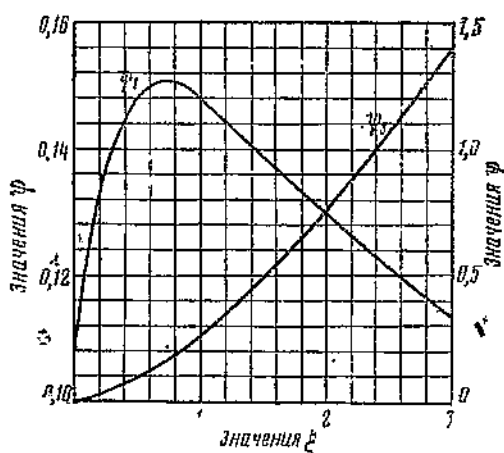
Принятие толщины всей обделки постоянной позволяет выполнить интегрирование формул в конечном виде и получить для M'_p , H'_p и T'_p следующие простые формулы:

$$\left. \begin{aligned} T'_p &= w_1 R \\ H'_p &= [\Phi_1(w_1 - w_2) - \Phi_3 w_3] R \\ M'_p &= [\psi_1(w_1 - w_2) - \psi_3 w_3] R^2 \end{aligned} \right\} \quad (155)$$

Готовые значения коэффициентов Φ_1 , Φ_3 , ψ_1 , ψ_3 в зависимости от соотношения ξ высоты прямолинейного очертания стенок к радиусу свода R приводятся на графике фиг. 234, 235.



Фиг. 234



Фиг. 235

Далее определяются величины моментов k_n и распора k_n , вызванных поворотом подошвы ноги рам на угол, равный единице.

Считается, что горизонтальных смещений опоры рамы не получают:

$$\left. \begin{aligned} k_M &= S_M \frac{EJ}{R} \\ k_N &= C_N S_M \frac{EJ}{R^2} \end{aligned} \right\} \quad (156)$$

Значения коэффициентов S_M C_N , входящих в эти формулы, могут быть получены из графиков фиг. 236.

Полный изгибающий момент в подошве ноги рамы будет:

$$M_p = M'_p + k_M \beta, \quad (157)$$

где β — угол поворота подошвы ноги рамы.

Однако M_p должен быть равен моменту на конце нижней плиты.

При рассмотрении нижней плиты как балки с жёстко закреплёнными концами и при заданном распределении опорных реакций под нею можно без затруднений определить момент M на опоре, вызванный действием нагрузки, и момент K'_M , вызванный поворотом концов плиты на угол, равный единице.

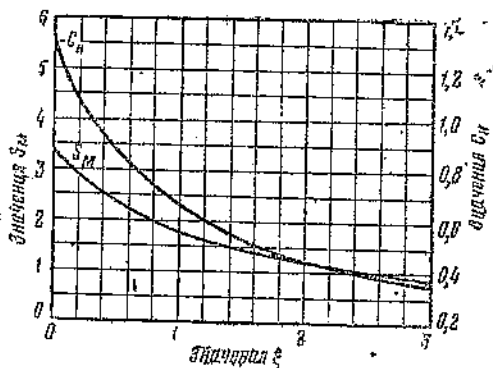
Полный изгибающий момент на конце плиты M_n будет тогда равен

$$M_n = M'_n + K'_M \beta. \quad (158)$$

Из равенства моментов M_p и M_n определяется угол поворота β и затем уже находятся окончательные значения момента и распора в подошве ноги рамы.

После этого определение усилий в любом сечении обделки уже не представляет затруднений.

Отметим, что кроме упрощающих расчёт предпосылок по очертанию обделки, постоянству толщины её и боковой нагрузке, в самом выводе расчётных формул авторы задали произвольный закон распределения опорных реакций под нижней плитой.



Фиг. 236

РАСЧЁТ ОБДЕЛОК КРУГОВОГО ОЧЕРТАНИЯ

§ 39. НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЙ ОБДЕЛКИ

В современном тоннелестроении особенным распространением пользуются тоннельные обделки кругового очертания.

Это обстоятельство объясняется двумя причинами:

1) внедрением щитового метода проходки, требующего применения металлических или железобетонных обделок, составленных из взаимозаменяемых элементов (тюбингов), и

2) расположением подводных тоннелей преимущественно в условиях работы обделки на полное гидростатическое давление.

В этом случае круговое очертание обделки также является наиболее целесообразным, так как обеспечивает минимальные изгибающие моменты в сечениях конструкции.

Внутренний диаметр кольцевой тоннельной обделки задаётся в соответствии с назначением тоннеля и установленными габаритами.

Сечения отдельных элементов тоннельной конструкции назначаются на основании опыта существующих тоннелей и проверяются расчётом на действие наиболее невыгодной комбинации нагрузок.

Остановимся на предварительном подборе сечений элементов чугунной обделки, имеющей наибольшее применение.

Фиг. 237 изображает сечение чугунного тюбинга плоскостью, параллельной оси тоннеля.

В табл. 27 приведены некоторые данные о размерах сечений обделки существующих тоннелей.

Таблица 27

Размеры сечения	Практические данные
ширина кольца	$s=45+100$ { Тоннели московского метрополитена II очереди — $s=75$ см III очереди — $s=100$ см
Высота бортов	По данным Хьюитта; а) в глинистых породах $= h_b = 0,033 D$ б) в водоносных » $h_b = 0,042 D$ Здесь D — наружный диаметр тоннеля
Толщина бортов	$a \leq 0,2 l$ (по условиям жёсткости)
Уклон внутренней грани борта	По Хьюитту $i=1/30$ { Тоннели московского метрополитена III очереди $i=1/16$
Гидроизоляционная канавка	$m=5$ мм $k=30$ мм
Болтовые отверстия	$\varnothing = d + 6$ мм; d — диаметр болта (20—40 мм)

Оболочка тубинга рассчитывается на внешнее давление породы и воды как балка с заделанными концами с пролётом l , равным расстоянию между центрами тяжести опорных утолщений.

Сжимающие напряжения, возникающие от изгиба, суммируются со сжимающими напряжениями, вызванными давлением щитовых домкратов.

Если обозначить через:

p — интенсивность внешней нагрузки и

R — давление щитовых домкратов на 1 пог. м кольца, то сжимающее напряжение определится по формуле

$$\sigma = \frac{R}{t} + \frac{pl^2}{2t^3}. \quad (159)$$

При определении растягивающих напряжений давление щитовых домкратов не учитывается

$$\sigma_1 = -\frac{pl^2}{2t^3}. \quad (160)$$

За расчётное принимается большее из значений толщины оболочки t , определяемых формулами (159) и (160).

Следует отметить, что увеличение толщины оболочки сверх определённой



Фиг. 237

расчётом утяжеляет тубинг, не влияя существенно на его прочность. Это объясняется тем, что при этом происходит не только увеличение момента инерции сечения, но и смещение нейтральной оси к наружному краю тубинга, вследствие чего минимальный момент сопротивления $\frac{I}{h_5 - y_1}$ изменяется лишь незначительно (фиг. 237).

§ 40. ПОВЕРКА НАПРЯЖЕНИЙ

Используя опыт существующих тоннелей и приведённые выше указания, можно подобрать сечение тубинга, а затем, определив из статического расчёта действующие в обделке усилия, проверить допустимость возникающих в ней напряжений.

Для этой цели используется известная формула строительной механики, дающая напряжения в точках сечения, наиболее удалённых от нейтральной оси обделки:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{F} \pm \frac{My_1}{I} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{F} \mp \frac{My_2}{I} \end{aligned} \right\}. \quad (161)$$

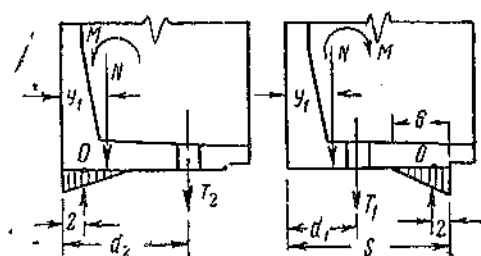
Здесь I — момент инерции сечения относительно нейтральной оси (с учётом ослаблений);

F — площадь сечения;

M и N — усилия, действующие на кольцо обделки шириной b .

Следующим этапом расчёта является определение усилий и напряжений в болтах, соединяющих между собой отдельные тубинги.

По Хьюитту, расчёт производится следующим образом (фиг. 238).



Фиг. 238

Принимается, что под влиянием момента, действующего в сечении, происходит раскрытие шва. При этом имеет место обмятие сжатой грани тубинга по длине 6 см и через эту площадку передаётся всё сжимающее усилие.

Растягивающее усилие T_2 , возникающее в сечении, воспринимается целиком рядом болтов, наиболее удалённым от сжатой грани.

Составляя сумму моментов относительно центра сжатия, получим:

$$T_2 = \frac{M - N(y_1 - 0,02)}{d_2 - 0,02} \quad (162a)$$

В случае действия момента другого знака площадка смятия возникает на обратной стороне сечения и в работу на растяжение вступает другой ряд болтов.

По аналогии имеем:

$$T_1 = \frac{M - N(S - y_1 - 0,02)}{S - d_1 - 0,02} \quad (162b)$$

По найденным T_1 и T_2 находятся напряжения в болтах

$$\sigma = \frac{4T}{m \cdot \pi d^2} \quad (163)$$

Здесь m — число болтов в ряду;

d — рабочий диаметр болта.

Изложенный способ, несмотря на простоту и наглядность, обладает существенным недостатком: величина площадки смятия задаётся произвольно и работа второго ряда болтов совершенно не учитывается.

Между тем величина площадки смятия определяется многими факторами, трудно поддающимися учёту: качеством металла, деформациями бортов тубинга, соединительных болтов и уплотняющих шайб, расположением болтовых отверстий, эксцентриситетом нормальной силы в сечении и т. п.

Попыткой учёта некоторых из перечисленных факторов является способ, предложенный Метропроектом¹.

Однако этот метод, разрешающий задачу в общем довольно удачно, базируется на введении коэффициента обмятия стыка C , методика экспериментального определения которого пока ещё не разработана.

§ 41. СТАДИИ РАБОТ ОБДЕЛКИ

Статический расчёт обделки производится с учётом особенностей применяемого метода производства работ.

Как известно, сболчивание тубингов в кольцо происходит под защитой обложки щита, воспринимающей давление окружающих горных пород.

В этой монтажной стадии кольцо тоннельной обделки подвергается действию собственного веса G и усилий P , передающихся на него от вспомогательных устройств, следующих за щитом (тележка эректора и т. п.).

Предварительное определение веса обделки может быть произведено по эмпирическим формулам Хьюитта:

¹ Сборник № 27, Бюро типового проектирования Метропроекта, 1939 г.

для глинистых пород
для устойчивых водоносных
для плавунных

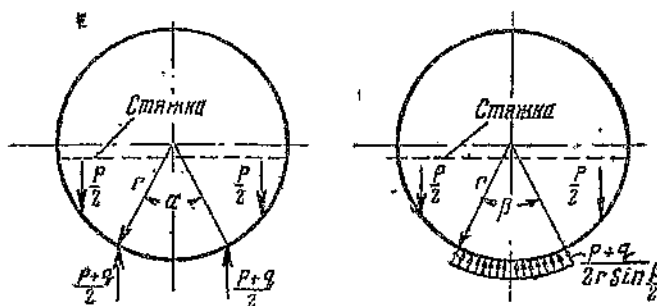
$$\left. \begin{aligned} G &= 0,22 D^2 \\ G &= 0,30 D^2 \\ G &= 0,36 D^2 \end{aligned} \right\} \quad (164)$$

Здесь G — вес 1 пог. м обделки в тоннах;
 D — наружный диаметр обделки в метрах.

При проходке тоннеля в плотных породах щит движется по уложенным в передовой штольне рельсовым направляющим, которые и служат опорами для обделки, выходящей из-под оболочки щита.

При отсутствии направляющих (слабые породы или проходка без передовой штольни) обделка по выходе её из-под оболочки щита будет покониться непосредственно на породе, соприкасаясь с ней по дуге окружности, определяемой центральным углом β (фиг. 239).

Положение рельсовых направляющих в первом случае, так же как длина дуги, опирания во втором случае, зависят от качества пород и задаются в соответствии с местными условиями.



Фиг. 239

В условиях московского метрополитена: для станционных тоннелей ($D = 9,5$ м) — $\alpha \approx 25^\circ$; для перегонных тоннелей ($D = 6,0$ м) — $\alpha \approx 40^\circ$.

Расчёт обделки на заданные нагрузки при тех или иных условиях опирания (фиг. 239) производится обычными методами строительной механики.

Напряжения, возникающие в обделке при работе по монтажной схеме, не должны превышать допускаемых норм, увеличенных в соответствии с указаниями технических условий (дополнительные нагрузки).

Получающиеся напряжения часто превышают допускаемые, что требует принятия мер к их уменьшению (постановка при монтаже стяжек несколько ниже горизонтального диаметра обделки, фиг. 239).

Тщательное нагнетание за обделку тоннеля обеспечивает плотное соприкосновение её с окружающей породой и сопротивление последней деформациям обделки.

В этой стадии обделка подвергается действию усилий, возникающих в ней от собственного веса в монтажной стадии (тележка эректора отсутствует), а также усилий, вызываемых:

- 1) вертикальным и горизонтальным давлением породы;
- 2) гидростатическим давлением;
- 3) весом внутреннего заполнения тоннеля (бетонная облицовка, проезжая часть);
- 4) нагрузками от подвижного состава.

Обычно влиянием веса внутреннего заполнения тоннеля и нагрузок от подвижного состава на усилия в обделке пренебрегают ввиду его незначительности¹.

Таким образом, во второй стадии нужно подвергнуть обделку расчёту на действие горного и гидростатического давления и полученные усилия просуммировать с усилиями от собственного веса в первой стадии.

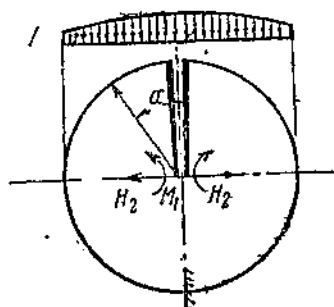
В дальнейшем изложении рассмотрены три метода статического расчёта тоннельной обделки:

- 1) расчёт обделки, как свободно деформируемого кольца,
- 2) расчёт обделки по методу Хьюитта и
- 3) расчёт обделки как кольца в упругой среде.

¹ Исключением являются кольцевые обделки автодорожных тоннелей, имеющих внутри сечения проезжую часть на повышенном уровне.

1. Теория

В слабых породах, не оказывающих существенного сопротивления деформациям тоннельной обделки, последняя может быть рассчитана как свободно деформируемое кольцо, находящееся под действием внешних нагрузок и уравновешивающих реакций породы. Ввиду того что характер распределения последних неизвестен, возник целый ряд предложений, положенных в основу многочисленных методов расчёта.



Фиг. 240

В некоторых из них реакции породы заменены вертикальной нагрузкой, равномерно распределённой по всей горизонтальной проекции нижней половины кольца (Штейвер и др.), или лишь на части её, соответствующей центральному углу в 60° (Штольценбург); в других — реакции породы направлены радиально и пропорционально проекциям осадок кольца как жёсткого диска, на направление радиуса (Кайлих) и т. п. При заданных взаимно уравновешивающихся нагрузках определение усилий в обделке не вызывает затруднений.

Вследствие вертикальной симметрии нагрузки и конструкции последняя является дважды статически неопределимой¹ (фиг. 240).

В качестве лишних неизвестных принимаются усилия M_1 и H_2 , помещённые в упругом центре тяжести кольца (жёсткость кольца принята постоянной $EI = \text{const}$).

Величина последних определится из канонических уравнений.

$$M_1 a_{11} + a_{10} = 0;$$

$$H_2 a_{22} + a_{20} = 0.$$

Находятся величины неизвестных M_1 и H_2 от действия произвольной нагрузки, симметричной относительно вертикального диаметра кольца. Так как нагрузка не является уравновешенной, в нижней точке кольца введено закрепление.

Усилие в закреплении от суммы уравновешивающихся нагрузок обратится в нуль и, следовательно, это допущение не отразится на конечном результате расчёта.

Перемещения по направлению лишних неизвестных определяются по формуле Мора без учёта влияния нормальных и поперечных сил.

$$a_{ik} = \int_0^s \frac{M_i M_k}{EI} ds.$$

В данном случае

$$EI = \text{const} \text{ и } ds = r d\alpha.$$

Поэтому

$$a_{ik} = \frac{r}{EI} \int_0^\pi M_i M_k d\alpha;$$

$$a_{11} = \frac{2r}{EI} \int_0^\pi d\alpha = \frac{2\pi r}{EI};$$

$$a_{22} = \frac{2r}{EI} \int_0^\pi r^2 \cos^2 \alpha d\alpha = \frac{\pi r^3}{EI}.$$

¹ В расчёте кольцевых обделок вместо обозначений X_1 ; X_2 ; δ_k и φ условно приняты соответственно M_1 ; H_2 ; a_{ik} и α .

Ниже обозначены через M_0^0 и N_0^0 изгибающий момент и нормальная сила в сечении основной системы от действия внешней нагрузки.

За положительные приняты изгибающий момент, уменьшающий кривизну и сжимающая нормальная сила.

Тогда:

$$a_{10} = \frac{2r}{EI} \int_0^\pi M_0^0 d\alpha;$$

$$a_{20} = -\frac{2r}{EI} \int_0^\pi M_0^0 r \cos \alpha d\alpha = -\frac{2r^2}{EI} \int_0^\pi M_0^0 \cos \alpha d\alpha.$$

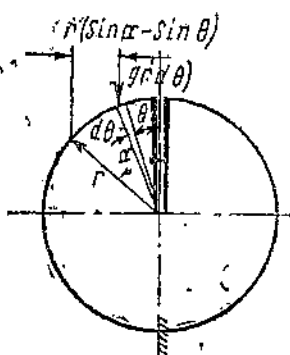
В случае если выражение для M_0^0 меняется по длине бруса, интегрирование производится в пределах участков с одинаковым законом изменения M_0^0 и полученные результаты суммируются.

Подставляя величины перемещений в канонические уравнения, получим:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -\frac{a_{10}}{a_{11}} = -\frac{1}{\pi} \int_0^\pi M_0^0 d\alpha. \\ H_2 &= -\frac{a_{20}}{a_{22}} = \frac{2}{\pi r} \int_0^\pi M_0^0 \cos \alpha d\alpha \end{aligned} \right\} \quad (165)$$

Изгибающий момент и нормальная сила в произвольном сечении кольца, характеризуемом центральным углом α , равны:

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0^0 + M_1 - H_2 \cdot r \cos \alpha, \\ N &= N_0^0 + H_2 \cos \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (166)$$



Фиг. 241

Применим полученные формулы для определения усилий в кольце, вызываемых действием собственного веса обделки — g (фиг. 241).

$$M_0^0 = -gr^2 \int_0^\alpha (\sin \alpha - \sin \theta) d\theta = -gr^2 (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1);$$

$$N_0^0 = gr \int_0^\alpha \sin \alpha d\theta = gr \alpha \sin \alpha.$$

Закон изменения M_0^0 и N_0^0 постоянен в пределах от 0 до π . Согласно формулам (165):

$$M_1 = -\frac{1}{\pi} \int_0^\pi M_0^0 d\alpha = \frac{gr^2}{\pi} \int_0^\pi (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1) d\alpha = \frac{gr^2}{\pi} (\pi - \pi) = 0;$$

$$H_2 = \frac{2}{\pi r} \int_0^\pi M_0^0 \cos \alpha d\alpha = -\frac{2gr}{\pi} \int_0^\pi (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1) \cos \alpha d\alpha = -\frac{gr}{2}.$$

Используя формулы (166), получим:

$$M = gr^2 \left(1 - \frac{\cos \alpha}{2} - \alpha \sin \alpha \right);$$

$$N = gr \left(\alpha \sin \alpha - \frac{\cos \alpha}{2} \right).$$

Усилия в произвольном сечении обделки

Род нагрузок (фиг. 242)	Пределы применяемости формул	Усилия в произвольном сечении обделки		Величина реакции поро- ды
		M	N	
Собственный вес об- делки	$\alpha = 0 \div \pi$	$gr^2 (1 - 0,5 \cos \alpha - \alpha \sin \alpha)$	$gr (\alpha \sin \alpha - 0,5 \cos \alpha)$	3,14 g
Вертикальные давле- ние породы	$\alpha = 0 \div \frac{\pi}{2}$	$qr^2 (0,493 + 0,106 \cos \alpha - 0,5 \sin^2 \alpha)$	$qr (\sin^2 \alpha - 0,106 \cos \alpha)$	q
	$\alpha = \frac{\pi}{2} \div \pi$	$qr^2 (0,693 + 0,106 \cos \alpha - \sin \alpha)$	$qr (\sin \alpha - 0,106 \cos \alpha)$	
	$\alpha = 0 \div \frac{\pi}{2}$	$kr^2 (0,057 - 0,106 \cos \alpha)$	$0,106 kr \cos \alpha$	
Вертикальная реак- ция породы	$\alpha = \frac{\pi}{2} \div \pi$	$kr^2 (-0,443 + \sin \alpha - 0,106 \cos \alpha - 0,5 \sin^2 \alpha)$	$kr (\sin^2 \alpha - \sin \alpha + 0,106 \cos \alpha)$	—
Давление воды	$\alpha = 0 \div \pi$	$-r^2 (0,5 - 0,25 \cos \alpha - 0,5 \alpha \sin \alpha)$	$r^2 (1 - 0,25 \cos \alpha - 0,5 \alpha \cdot \sin \alpha) + hr$	1,57 r
Горизонтальное рав- номерное давле- ние породы	$\alpha = 0 \div \pi$	$p_1 r^2 (0,25 - 0,5 \cos^2 \alpha)$	$p_1 r \cos^2 \alpha$	—
Горизонтальное дав- ление породы по треугольнику	$\alpha = 0 \div \pi$	$p_a r^2 (0,25 \sin^2 \alpha + 0,083 \cos^3 \alpha - 0,063 \cos \alpha - 0,125)$	$p_a r \cos \alpha (0,063 + 0,5 \cos \alpha - 0,25 \cos^2 \alpha)$	—

Примечание. В последней графе таблицы приведены значения вертикальной реакции породы, равномерно распределённой по горизонтальной проекции кольца, необходимой для обеспечения равновесия последнего.

3. От вертикальной реакции породы:

$$M_k = 4,5 \cdot 3,10^2 (0,057 - 0,106) = -2,16 \text{ тм};$$

$$N_k = 4,5 \cdot 3,10 \cdot 0,106 = 1,48 \text{ т.}$$

4. От давления воды:

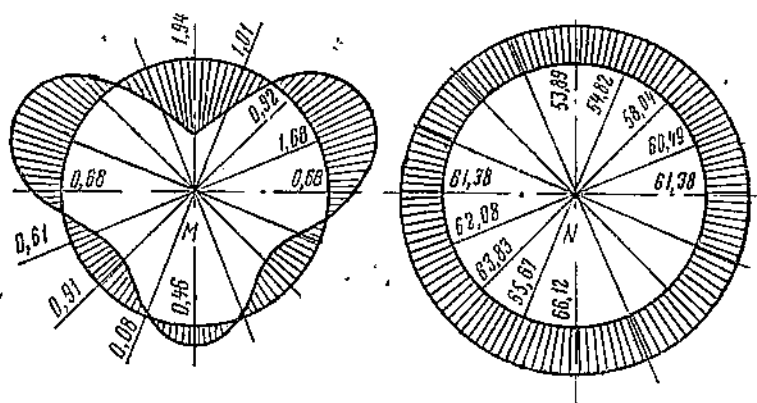
$$M_h = -3,10^2 (0,500 - 0,250) = -7,44 \text{ тм};$$

$$N_h = 3,10^2 (1 - 0,250) + 10,7 \cdot 3,10 = 40,40 \text{ т.}$$

5. От горизонтального равномерного давления породы:

$$M_{p1} = 3,75 \cdot 3,10^2 (0,250 - 0,500) = -9,00 \text{ тм};$$

$$N_{p1} = 3,75 \cdot 3,10 = 11,62 \text{ т.}$$



Фиг. 243

6. От горизонтального давления породы по треугольнику:

$$M_{p2} = 3,90 \cdot 3,10^2 (0,083 - 0,063 - 0,125) = -3,94 \text{ тм};$$

$$N_{p2} = 3,90 \cdot 3,10 (0,063 - 0,250 + 0,500) = 3,78 \text{ т.}$$

Суммарные усилия в замковом сечении:

$$M = 2,88 + 21,60 - 2,16 - 7,44 - 9,00 - 3,94 = 1,94 \text{ тм};$$

$$N = -0,93 - 2,46 + 1,48 + 40,40 + 11,62 + 3,78 = 53,89 \text{ т.}$$

Аналогичным образом определяются усилия в остальных сечениях обделки и строятся расчётные эпюры M и N (фиг. 243).

§ 43. РАСЧЁТ ОБДЕЛКИ ПО МЕТОДУ ХЬЮНТТА

1. Теория

Метод, предложенный инж. Хьюнттом и Иоганессоном в их работе, опубликованной в 1922 г.¹, является первой попыткой связать деформации тоннельной обделки с возникновением препятствующего им пассивного сопротивления породы, т. е. учесть совместную работу обделки и окружающей среды.

Сущность метода Хьюнтта заключается в следующем. Упругое кольцо постоянной жёсткости рассматривается под действием заданных нагрузок и сил давления породы, подлежащих определению.

К заданным нагрузкам относятся (фиг. 244):

1. Собственный вес верхней половины обделки $\frac{G}{2}$.

(Принято, что вес покоящейся на породе нижней половины обделки воспринимается породой, не отражаясь на работе конструкции.)

¹ Имеется русский перевод доц. Волкова В. П. — Сооружение тоннелей щитовым способом, Москва, 1938 г.

2. Вес породы, расположенной над тоннелем (в водонасыщенных породах с учётом взвешивающего действия воды).

3. Вес воды, расположенной над тоннелем.

4. Горизонтальное давление воды, представленное трапециевидальной эпюрой с концевыми ординатами h и $h + 2a$.

Здесь h — высота уровня воды над шельгой обделки и a — наружный радиус обделки.

5. Избыточное давление сжатого воздуха на внутреннюю поверхность обделки — q .

К группе сил, подлежащих определению, относятся:

1) вертикальные реакции породы и

2) силы горизонтального давления породы, представленные трапециевидальной эпюрой с концевыми ординатами

$$k\gamma h_1 \text{ и } k\gamma(h_1 + 2a).$$

Здесь γ — объёмный вес породы (в водонасыщенных породах с учётом взвешивающего действия воды) и k — коэффициент бокового давления породы, подлежащий определению.

Распределение вертикальных реакций породы принято равномерным по горизонтальной проекции нижней половины кольца, чем определяется их величина из условия равновесия с заданными вертикальными нагрузками.

В основу определения величины горизонтального давления породы положена следующая гипотеза, представляющая сущность метода.

Принято, что при деформации кольца последнее входит во взаимодействие с окружающей породой, со стороны которой развивается давление, препятствующее деформации и обращающее в нуль изгибающие моменты во всех сечениях обделки.

Выражения для моментов в сечениях свободного кольца от различных перечисленных выше нагрузок имеют вид:

1. От собственного веса обделки:

$$M = n_1 Gr.$$

2. От веса породы, расположенной выше тоннеля:

$$M = \gamma ar(n_2 a + n_3 h_1).$$

3. От веса воды, расположенной выше тоннеля:

$$M = ar(n_2 a + n_3 h).$$

4. От горизонтального давления породы

$$M = k\gamma \cdot ar(n_4 a - n_3 h_1).$$

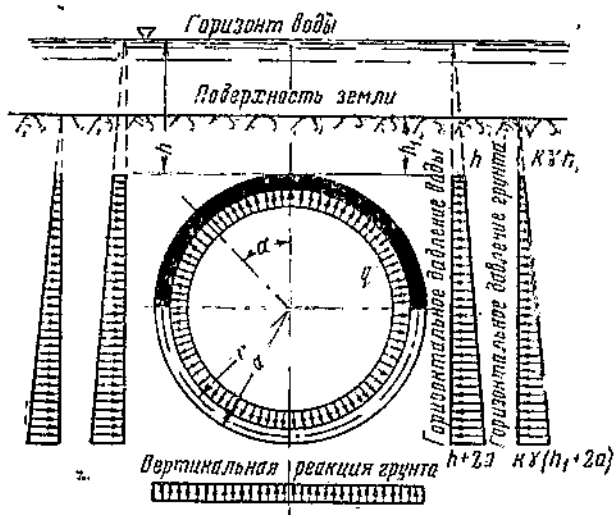
5. От горизонтального давления воды:

$$M = a \cdot r(n_4 a - n_3 h).$$

6. От избыточного давления сжатого воздуха:

$$M = 0.$$

Здесь через n_1 , n_2 , n_3 и n_4 обозначены коэффициенты, являющиеся функциями центрального угла α , соответствующего рассматриваемому сечению кольца.



Фиг. 244

Значения коэффициентов n_i для характерных сечений обделки приведены в табл. 29.

Таблица 29

Род нагрузки Сечение	Собственный вес n_1	Вес породы и воды в пазухах свода n_2	Вертикальная равномерная нагрузка n_3	Горизонтальная нагрузка по треугольнику n_4
$\alpha = 0$	0,05	0,03	0,25	-0,21
$\alpha = \frac{\pi}{2}$	-0,05	-0,04	-0,25	0,25
$\alpha = \pi$	0,05	0,04	0,25	-0,29

Суммарный момент в сечении обделки:

$$M = ar \left[n_1 \frac{G}{a} + n_2 a (1 + \gamma) + n_3 \gamma h_1 (1 + k) + n_4 a \cdot (1 + k\gamma) \right]. \quad (167)$$

Принимая согласно вышесказанному $M = 0$, получим величину коэффициента k , характеризующего боковое давление породы, способное предотвратить деформацию обделки, а значит, и возникновение изгибающих моментов:

$$k = \frac{n_1 \frac{G}{a} + n_2 a (1 + \gamma) + n_3 \gamma h_1 + n_4 a}{\gamma (n_4 a - n_3 h_1)}. \quad (168)$$

Как известно, идеальное сыпучее тело имеет два предельных состояния равновесия, которым соответствуют коэффициенты бокового давления:

$$c = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{активное давление}) \quad \text{и}$$

$$\frac{1}{c} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{пассивное давление}).$$

Предполагаемое Хьюиттом обращение в нуль изгибающих моментов в сечениях обделок будет возможно, если коэффициент бокового давления, определённый по формуле (168), будет находиться в этих пределах, т. е. если:

$$c < k < \frac{1}{c}. \quad (169)$$

В этом случае кольцо, подвергнутое действию рассмотренных нагрузок, будет работать на осевое сжатие.

Боковое давление породы предотвращает, таким образом, возникновение деформаций обделки под действием внешних нагрузок, но не может уничтожить деформаций, происшедших во время сборки кольца.

В монтажной стадии обделка деформируется под действием собственного веса как свободное кольцо, не встречая сопротивления породы, и изгибающие моменты, соответствующие этому напряжённому состоянию, сохраняются после выхода кольца из-под оболочки цита и производства нагнетания за обделку и должны быть приняты во внимание.

Величина последних зависит в значительной степени от условий опирания кольца в монтажной стадии.

Хьюитт считает, что во время сборки кольцо опирается в двух точках с центральным углом в 40° , что соответствует максимальному моменту в месте опирания, равному:

$$M_{\max} \approx 0,1 Ga. \quad (170)$$

При других условиях опирания моменты от действия собственного веса должны быть определены расчётом, аналогичным изложенному выше.

Нормальные силы, определённые без учёта влияния на их величину изгибающих моментов, могут быть представлены выражениями:

$$N = m_1 G + m_2 a^2 (1 + \gamma) + m_3 a (h + \gamma h_1 - q) + m_4 a^2 (1 + k\gamma) + m_5 a (h + k\gamma h_1 - q). \quad (171)$$

Здесь через m_1, m_2, m_3, m_4 и m_5 обозначены коэффициенты, являющиеся функциями центрального угла α , соответствующего рассматриваемому сечению кольца.

Значения коэффициентов m для характерных сечений обделки приведены в табл. 30.

Т а б л и ц а 30

Род нагрузки Сечение	Собственный вес m_1	Вес породы и воды в пазухах m_2	Вертикальная равномерная нагрузка m_3	Горизонтальная нагрузка по треугольнику m_4	Горизонтальная равномерная нагрузка m_5
$\alpha = 0$	0	0	0	0,67	1,00
$\alpha = \frac{\pi}{2}$	0,25	0,22	1,00	0	0
$\alpha = \pi$	0	0	0	1,33	1,00

Таким образом, при $c < k < \frac{1}{c}$, расчёт по методу Хьюитта сводится к подбору сечения обделки по изгибающему моменту от собственного веса (170) и нормальной силе от суммы всех нагрузок (171).

Если коэффициент бокового давления k , определённый по формуле (168), выходит из заданных пределов, возможны два случая:

1. При $k > \frac{1}{c}$ боковое давление породы не в состоянии воспрепятствовать деформациям обделки, вызываемым другими нагрузками.

2. При $k < c$ боковое давление породы превосходит влияние остальных нагрузок и само является причиной деформации обделки.

В обоих случаях будут иметь место деформации, а значит и изгибающие моменты.

Величина последних определяется из выражения (167), в которое вместо k подставляется значение ближайшего предельного коэффициента бокового давления (c или $\frac{1}{c}$).

Если полученные моменты оказываются меньшими, чем моменты, вызванные в монтажной стадии действием собственного веса (168), в расчёт вводятся величины последних.

Нормальные силы определяются, как и ранее, по формуле (171), так как влияние изгибающих моментов на их величину сравнительно невелико. Хьюитт выделяет следующие три группы пород, встречаемые при проходке тоннелей, в соответствии с величиной угла внутреннего трения: 1) сухие породы $\varphi = 30^\circ$; 2) устойчивые водоносные породы $\varphi = 19^\circ$ и 3) плывунные породы $\varphi = 0^\circ$.

Остановимся на особенностях применения вышеизложенного метода к этим частным случаям.

1. Сухие породы $\varphi = 30^\circ$

$$k = \frac{n_1 \frac{G}{a\gamma_c} + n_2 a + n_3 h_1}{n_4 a + n_5 h_1}; \quad (172)$$

а) при $\frac{1}{3} < k < 3$ $M = 0,1 \cdot Ga$ (при принятых Хьюиттом условиях опирания)

$$N = \left[m_1 \frac{G}{\gamma_c} + m_2 a^2 + m_3 a h_1 + m_4 k a^2 + m_5 k a h_1 \right] \gamma_c. \quad (173)$$

б) при k , выходящем из заданных пределов,

$$M = \gamma_{\text{ср}} \left[n_1 \frac{G}{a \gamma_{\text{с}}} + n_2 a - n_3 k h_1 + n_4 k a \right].$$

Здесь $\gamma_{\text{с}}$ — объёмный вес сухой породы.

2. Устойчивые водоносные породы $\varphi = 19^\circ$

а) при $\frac{1}{2} < k < 2$ $M = 0,1 Ga$.

Нормальная сила определяется по формуле (171);

б) при k , выходящем из заданных пределов, момент и нормальная сила определяются по формулам (167) и (171). В расчёт вводится объёмный вес породы, взвешенной в воде:

$$\gamma = \gamma_{\text{с}} - 1 + \frac{V}{100},$$

где V — процентное содержание пустот в породе.

3. Плывающие породы $\varphi = 0^\circ$.

Коэффициент бокового давления принимается равным единице, т. е. внутреннее трение породы считается отсутствующим. При этом расчётные формулы принимают следующий более простой вид:

$$M = r [n_1 G + n_5 (1 + \gamma) a^2];$$

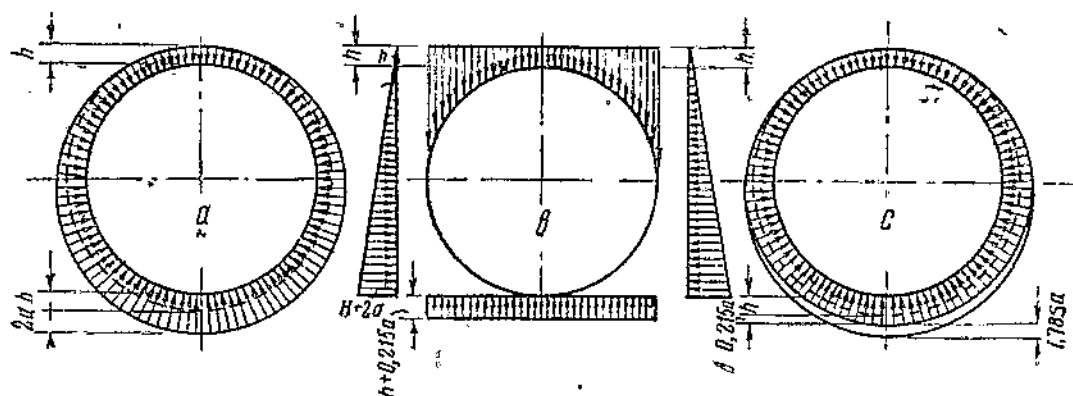
$$N = m_1 G + m_6 (1 + \gamma) a^2 + a (h + \gamma h_1 - q).$$

Коэффициенты n_5 и m_6 приведены в табл. 31 для характерных сечений обделки.

Таблица 31

Сечение	n_5	m_6
$\alpha = 0$. . .	-0,18	0,67
$\alpha = \frac{\pi}{2}$. . .	0,21	0,22
$\alpha = \pi$. . .	-0,25	1,33

Изложенный метод расчёта, учитывающий совместную работу конструкции с окружающей средой и подчёркивающий значение изгибающих моментов, возникающих во время монтажа, более близко характеризует напряжённое состояние обделки, чем приведённый в § 42.



Фиг. 245

Однако в основу метода Хьюитта положен ряд ошибочных положений, ограничивающих сферу его применения:

1. В принятой схеме нагрузок радиальное гидростатическое давление (фиг. 245, а) заменено комбинацией из веса воды, расположенной выше тоннеля

равновешенного вертикальной нагрузкой, равномерно распределённой по горизонтальной проекции кольца), и горизонтального давления воды, представленного трапециoidalной эпюрой (фиг. 245, в).

Подобная замена законна в пределах верхней половины кольца, где обе схемы нагрузок эквивалентны.

Для нижней половины кольца получается значительное отклонение принятой эпюры давления от действительной (фиг. 245, с), так как совершенно не учитывается подъёмная сила воды.

2. Основное положение метода о безмоментной работе кольца от внешних нагрузок противостоит, так как условием возникновения пассивного сопротивления породы является появление деформаций, а значит и изгибающих моментов.

3. Значение коэффициента бокового давления k зависит от величин n_i , являющихся функциями положения рассматриваемой точки.

При принятом трапециoidalном очертании эпюры бокового давления одно-временное обращение в нуль изгибающих моментов во всех сечениях кольца невозможно.

Предположим, что в сечении A обделки момент обращается в нуль при $k = k_1$, а в сечении B — при $k = k_2$.

Тогда при $k = k_1$ в сечении B будет иметь место момент, равный:

$$M = (k_1 - k_2) \gamma \cdot a \cdot r \cdot (n_4 a - n_3 h_1).$$

В действительности изгибающие моменты от внешних нагрузок неизбежны в зоне, расположенной в верхней части обделки, которая выходит из взаимодействия с окружающей породой.

4. Предположение об отсутствии внутреннего трения в плавунных породах не соответствует действительности. Угол внутреннего трения пылеватых водонасыщенных песков оценивается обычно величиной в $10-20^\circ$. Только в исключительных случаях (илистые отложения, водонасыщенные пески с критической пористостью) можно пренебречь пассивным сопротивлением породы и принять $\varphi = 0$.

5. В сухих и устойчивых водоносных породах коэффициент бокового давления практически всегда находится в пределах между $\frac{1}{c}$ и размеры сечения чугунной обделки определяются главным образом величиной изгибающих моментов, возникающих при сборке кольца, так как сопротивление чугуна растяжению $\sim$ в 2,5 раза меньше, чем сопротивление сжатию. Поэтому при применении метода Хьюитта ослабление сечений, сопровождающееся уменьшением собственного веса, не отражается на прочности конструкции в довольно широких пределах (пока сжимающие напряжения не достигнут допускаемых). Благодаря этому отсутствуют представления о действительном запасе прочности конструкции и критерии для выбора оптимальных размеров обделки, что заставляет обращаться для сравнения к примерам уже выполненных тоннелей. Несмотря на правильность положенной в основу метода Хьюитта мысли о совместной работе обделки и окружающей среды, он не может быть применён для детального расчёта ответственных конструкций.

Метод Хьюитта может быть использован лишь для предварительного определения размеров кольцевых тоннельных обделок при условии учёта опыта сооружений, осуществлённых в аналогичных условиях.

2. Числовой пример.

Данные задания. Подобрать сечение чугунного сегмента обделки тоннеля, изображённого на фиг. 246.

Проходка производится под сжатым воздухом ($q = 10 \text{ т/м}^2$).

Допускаемые напряжения:

Для чугуна $\left\{ \begin{array}{l} \text{сжатие при изгибе} - [\sigma] = 900 \text{ кг/см}^2; \\ \text{растяжение при изгибе} - [\sigma] = 360 \text{ кг/см}^2. \end{array} \right.$

Для болтов (СТ. 3 норм.) — $[\sigma] = 990 \text{ кг/см}^2$.

Объемный вес породы, взвешенной в воде:

$$\gamma = 1,90 - 1,00 + 0,35 = 1,25 \text{ т/м}^3.$$

1. Наружный диаметр обделки

При $h_0 = 0,042 D$ $D = 5,75 + 2 \cdot 0,042 D$; $D = 6,28 \text{ м}$. Принято

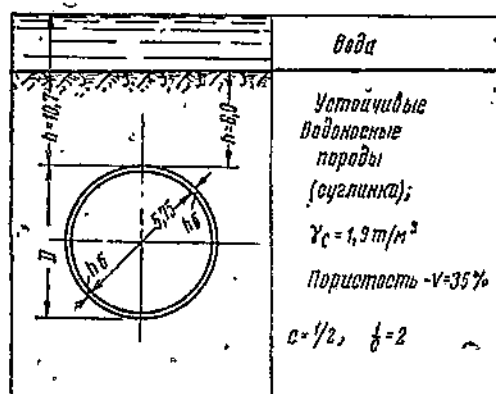
$$D = 6,30 \text{ м}.$$

$$a = 3,15 \text{ м}.$$

$$r = 3,10 \text{ м (радиус геометрической оси обделки)}.$$

2. Вес обделки на 1 пог. м длины тоннеля (164)

$$G = 0,30 D^2 = 0,30 \cdot 6,30^2 = 11,9 \text{ т}.$$



Фиг. 246

3. Коэффициент бокового давления породы (168)

$$k = \frac{n_1 \frac{11,90}{3,15} + n_2 \cdot 3,15 (1 + 1,25) + n_3 \cdot 1,25 \cdot 6,00 + n_4 \cdot 3,15}{1,25 (n_4 \cdot 3,15 - n_3 \cdot 6,00)} =$$

$$= \frac{0,302 n_1 + 5,68 n_2 + 6,00 n_3 + 2,52 n_4}{3,15 n_4 - 6,0 n_3}.$$

Пользуясь данными табл. 29, получим:

$$\text{при } \alpha = 0 \quad k = 0,598 > 0,500;$$

$$\text{при } \alpha = \frac{\pi}{2} \quad k = 0,561 > 0,500;$$

$$\text{при } \alpha = \pi \quad k = 0,489 < 0,500.$$

4. Изгибающие моменты

Моменты в сечениях $\alpha = 0$ и $\alpha = \frac{\pi}{2}$ обращаются в нуль.

В сечении $\alpha = \pi$ имеет место момент (167).

$$M = 3,15 \cdot 3,10 \left[0,06 \cdot \frac{11,90}{3,15} + 0,04 \cdot 3,15 (1 + 1,25) + 0,25 \cdot 1,25 \cdot 6 \cdot (1 - 0,5) - \right. \\ \left. - 0,29 \cdot 3,15 (1 + 0,5 \cdot 1,25) \right] = -0,31 \text{ тм}.$$

Момент от собственного веса обделки, при принятой Хьюттом схеме опирания (170):

$$M = 0,1 \cdot 11,90 \cdot 3,15 = 3,75 \text{ тм} > 0,31 \text{ тм}.$$

5. Нормальные силы

Определяем нормальные силы в месте наибольшего момента (подошва тон-

По формуле (171)

а) При наличии сжатого воздуха в тоннеле:

$$N = 1,33 \cdot 3,15^2 (1 + 0,5 \cdot 1,25) + 3,15 (10,7 + 0,50 \cdot 1,25 \cdot 6 - 10) = 35,5 \text{ m.}$$

б) При отсутствии сжатого воздуха в тоннеле:

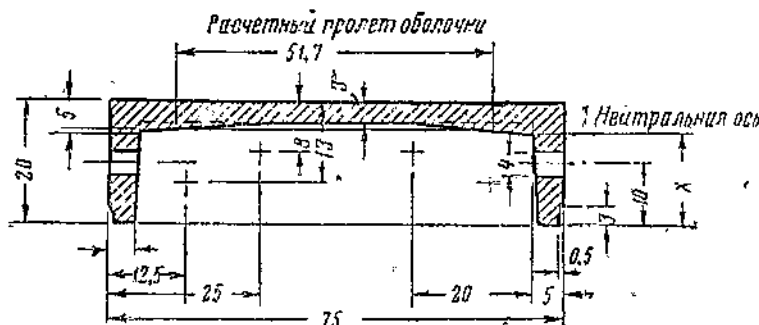
$$N = 1,33 \cdot 3,15^2 (1 + 0,5 \cdot 1,25) + 3,15 (10,7 + 0,50 \cdot 1,25 \cdot 6) = 67,0 \text{ m.}$$

6. Расчётные усилия

$$M = 3,75 \text{ тт} \quad \begin{cases} N = 35,5 \text{ т.} \\ N = 67,0 \text{ т.} \end{cases}$$

7. Подбор сечения сегмента

а) Геометрические размеры сечения. Пользуясь соотношениями, изложенными в табл. 27, задаёмся сечением, изображённым на фиг. 247.



Фиг. 247

б) Напряжения в оболочке сегмента. При 24 домкратах по 80 т каждый давление на 1 пог. м наружного периметра кольца составит:

$$R = \frac{24.80}{2.3.14.3.15} = 97,2 \text{ m/m} = 972 \text{ кг/см.}$$

Интенсивность внешней нагрузки в нижней точке кольца складывается из распределённых равномерно по горизонтальной проекции обделки собственного веса верхней половины обделки и веса породы, расположенной выше тоннеля, а также давления воды:

$$P = \frac{11,90}{2 \cdot 6,30} + 1,25 (6,0 + 0,215 \cdot 3,15) + 10,7 = 20,0 \text{ м/м}^2 = 2,0 \text{ кг/см}^2.$$

Максимальные сжимающие напряжения

$$\sigma = \frac{972}{3} + \frac{2.51.7^2}{2.3^2} = 621 < 900 \text{ кг/см}^2.$$

Максимальные растягивающие напряжения

$$\sigma = -\frac{2.51,7^2}{2 \cdot 3^2} = -297 < 360 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение оболочки назначено с запасом, однако дальнейшее уменьшение его толщины недопустимо по условиям возможности выполнения.

в) Напряжения в нижнем сечении обделки

Площадь сечения $F = 379 \text{ см}^2$.

Статический момент сечения относительно оси $A-A$ $S_{AA} = 5\,785\text{ см}^3$.

Расстояние до нейтральной оси $x = \frac{S_{AA}}{F} = \frac{5\,785}{379} = 15,25\text{ см}$.

Момент инерции сечения относительно оси $A-A$ $I_{AA} = 99\,547\text{ см}^4$.

Момент инерции сечения относительно нейтральной оси:

$$I_{00} = I_{AA} - Fx^2 = 99\,547 - 379 \cdot 15,25^2 = 11\,347\text{ см}^4.$$

Максимальные сжимающие напряжения (без сжатого воздуха). По формуле (161).

$$M = 3,75 \cdot 0,75 = 2,81\text{ тм}.$$

$$N = 67,0 \cdot 0,75 = 50,25\text{ т}.$$

$$\sigma = \frac{50\,250}{379} + \frac{281\,000 \cdot 4,75}{11\,347} = 250 < 900\text{ кг/см}^2.$$

Максимальные растягивающие напряжения (при наличии давления в тоннеле)

$$M = 3,75 \cdot 0,75 = 2,81\text{ тм}.$$

$$N = 35,5 \cdot 0,75 = 26,60\text{ т}.$$

$$\sigma = \frac{26\,600}{379} - \frac{281\,000 \cdot 15,25}{11\,347} = -308 < 360\text{ кг/см}^2.$$

Подобранное сечение обладает достаточным запасом прочности.

Уменьшением размеров можно добиться приближения сжимающих напряжений к допускаемым, однако в этом случае площадь сечения снизится до величин, не проверенных практически.

8. Расчёт болтов

Расположение болтов, соединяющих отдельные сегменты, дано на фиг. 247.

Усилия в стыке:

$$M = 2,81\text{ тм}; N = 26,6\text{ т}.$$

Усилие, передающееся на болты внутреннего ряда (162, а)

$$T_2 = \frac{2,81 - 26,6(0,0475 - 0,02)}{0,13 - 0,02} = 18,9\text{ т}.$$

При двух болтах диаметром 36 мм.

По формуле (163) имеем:

$$\sigma = \frac{4 \cdot 18\,900}{2 \cdot 3,14 \cdot 3,6^2} = 930 < 990\text{ кг/см}^2.$$

Во внешнем ряду конструктивно приняты также два болта диаметром 36 мм.

§ 44. РАСЧЁТ ОБДЕЛКИ КАК КОЛЬЦА В УПРУГОЙ СРЕДЕ

1. Теория

Напряжённое состояние тоннельной конструкции тесно связано с упругими свойствами окружающей среды.

Деформациям и перемещениям обделки под действием внешних нагрузок соответствуют деформации породы, а следовательно, возникновение реакций со стороны последней.

Вопрос выяснения величины этих реакций и характера распределения их по контуру обделки рассмотрен в главе VII.

Для расчёта кольцевой тоннельной обделки возможно применить несколько методов, дающих близкую к действительности картину распределения внутренних усилий под действием заданных внешних нагрузок.

Эти методы можно разбить на три категории:

1. Методы, в которых обделка рассматривается как кольцо в упругой среде.

К этой категории относится применение рядов Фурье для решения поставленной задачи.

Сущность предложенного метода заключается в следующем.

При симметричных нагрузках перемещения точек замкнутого кольца постоянной жёсткости могут быть заданы в виде бесконечных тригонометрических рядов.

Коэффициенты этих рядов должны быть таковы, чтобы потенциальная энергия системы, равная сумме работы внешних сил, упругой энергии кольца и окружающей среды, достигала минимального значения.

Этому условию соответствует равенство нулю первых производных от потенциальной энергии по всем искомым коэффициентам, которые и определяются совместным решением системы линейных уравнений, после чего легко находятся внутренние усилия кольца.

2. Методы, в которых обделка рассматривается как ломаный контур на упругом основании.

В предложении В. В. Синельникова¹ верхняя часть обделки рассматривается как бесшарнирный свод, упруго защемлённый в ломаной балке на упругом основании.

Для определения коэффициентов упругости защемления выведены формулы и составлены таблицы для частного случая круговой обделки ($R = 3,0 \text{ м}$).

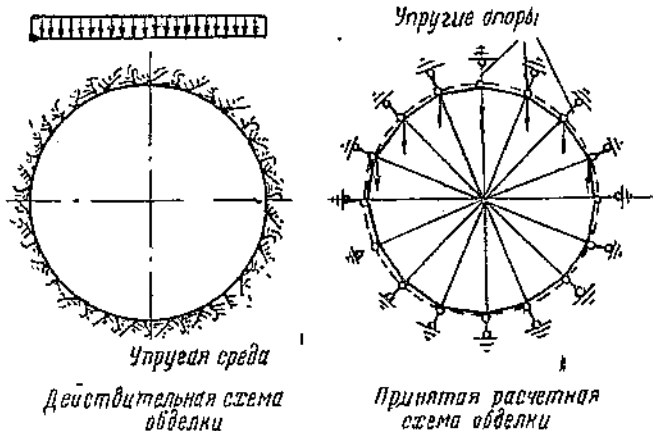
3. Методы, в которых криволинейная обделка в упругой среде заменяется многоугольником на упругих опорах.

К этой категории относится метод, предложенный Отделом типового проектирования Метропроекта², выгодно отличающийся от указанных выше наглядностью и лёгкостью приспособления к любым условиям (произвольное очертание обделки, переменная жёсткость, различные коэффициенты постели по контуру обделки).

Сущность этого предложения заключается в следующем: криволинейное очертание обделки заменяется ломаным, причём все силовые воздействия, как активные, так и пассивные, считаются сосредоточенными в вершинах полученного вписанного многоугольника (фиг. 248³).

При этом действие упругой среды на протяжении, равном длине стороны многоугольника, заменяется упругой опорой с эквивалентными упругими свойствами.

Направление сил пассивного отпора среды принято совпадающим с направлением радиуса кривизны действительной кривой в рассматриваемой точке — в случае, если трение по поверхности обделки не учитывается.



Фиг. 248

¹ Кандидатская диссертация, защищённая в МИИТ в 1940 г.

² Бюллетени № 24 и 27 Отдела типового проектирования Метропроекта. 1936 и 1939 гг.

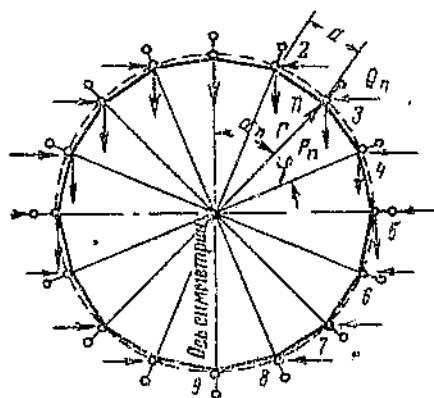
³ Особняком стоит метод, предложенный инж. С. К. Шаниным (Закавказский научно-исследовательский гидро-энергетический институт), в котором упругая среда заменена упругими опорами, без преобразования кривого бруса в ломаный, что принципиально неверно, так как приводит к резкому увеличению моментов в местах введения опор.

В действительности между обделкой и окружающей породой развиваются силы трения и, следовательно, упругие опоры должны быть повернуты на некоторый угол β .

Наличие сил трения облегчает работу обделки (изгибающие моменты уменьшаются примерно на $100 \text{ tg } \beta \%$). Поэтому к назначению угла поворота опор следует подходить осторожно, принимая его равным приблизительно половине угла трения между обделкой и породой.

В последующем изложении трение не учитывается, так как его учёт не изменяет существа метода. С увеличением числа сторон вписываемого в заданную кривую многоугольника точность решения возрастает и эпюры усилий, действующих в обделке, могут быть неограниченно приближены к эпюрам, полученным решением задачи точными методами.

В дальнейшем приняты следующие обозначения (фиг. 249):



Фиг. 249

- P_n — сосредоточенная вертикальная сила от внешней нагрузки в точке n ;
- Q_n — сосредоточенная горизонтальная сила от внешней нагрузки в точке n ;
- N_n — нормальная сила в элементе многоугольника между точками n и $n+1$;
- R_n — реакция упругой опоры в точке n ;
- M_n — изгибающий момент в сечении n ;
- N_n^0, R_n^0 и M_n^0 — соответствующие усилия в основной системе;
- a — длина стороны многоугольника;
- φ — внутренний угол, соответствующий стороне многоугольника;
- α_n — внутренний угол, измеренный от вертикали до радиуса, проведенного в точку n ;
- b — ширина кольца обделки, вводимого в расчёт (обычно $b=1,00 \text{ м}$).

Правило знаков. Положительными приняты моменты, вызывающие растяжение с внутренней стороны контура, и усилия, вызывающие сжатие в упругих опорах и элементах обделки. Отрицательными приняты усилия, производящие противоположные деформации.

Система, полученная в результате замены упругой среды упругими опорами и криволинейного контура ломаным, является мгновенно изменяемой. Поэтому в общем случае необходимо введение дополнительного закрепления, ликвидирующего возможность поворота вокруг мгновенного центра.

На практике обычно имеют место симметричные нагрузки, и надобность в этом закреплении отпадает. В случае действия несимметричных нагрузок тенденция системы к повороту ликвидируется трением по поверхности обделки.

Ввиду того что порода не может оказать достаточного сопротивления растягивающим напряжениям, упругие опоры могут воспринимать лишь сжимающие усилия. Между тем под действием внешних нагрузок обделка стремится отстать от породы на некотором протяжении, именуемом «зоной отлипания» (фиг. 250), что связано с возникновением растяжения в опорах, расположенных в этой зоне, и с выключением их из работы. Поэтому в начале расчёта следует задаться числом стержней с нулевыми усилиями и отбросить их, вследствие чего расчётная схема примет вид, изображённый на фиг. 251.

Практика показывает, что при кольцевой обделке, заменённой шестнадцатигонником, достаточно исключить три верхние опоры.

Наиболее рациональным для данного случая системы с большой степенью подвижности (опоры не жёсткие, а упругие) является применение метода сил, дающего наименьшее количество неизвестных.

В качестве основной системы принята шарнирная цепь, получающаяся в результате введения шарниров в местах упругих опор и в верхней точке кольца. Ввиду вертикальной симметрии системы и нагрузок в качестве неизвестных

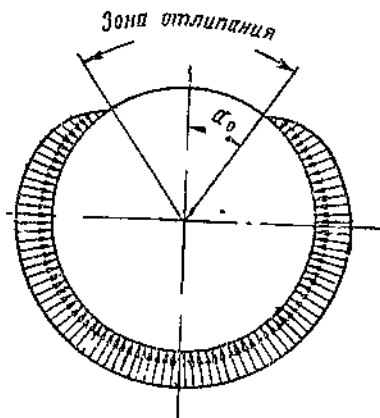
целесообразно принять парные моменты в симметричных точках (фиг. 251). В этом случае неизвестные определяются решением системы канонических уравнений вида:

$$\left. \begin{aligned} a_{11}M_1 + a_{13}M_3 + \dots + a_{1n}M_n + a_{10} &= 0 \\ a_{31}M_1 + a_{33}M_3 + \dots + a_{3n}M_n + a_{30} &= 0 \\ \vdots & \\ a_{n1}M_1 + a_{n3}M_3 + \dots + a_{nn}M_n + a_{n0} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (174)$$

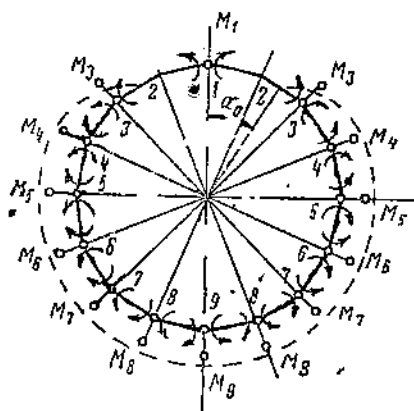
Коэффициенты канонических уравнений представляют собой перемещения основной системы по направлению искомым неизвестных от единичных воздействий и внешних нагрузок.

Например: a_{ik} — перемещение в основной системе по направлению $-M_i$ от действия единичного момента, приложенного по направлению M_k , т. е. от $\bar{M}_k = 1$; a_{i0} — аналогичное перемещение от действия внешней нагрузки.

Для определения значений коэффициентов канонических уравнений нужно предварительно найти усилия в основной системе от действия внешней нагрузки



Фиг. 250



Фиг. 251

и единичных моментов по направлению лишних неизвестных, что не вызывает затруднений, так как основная система статически определима. На фиг. 252 изображены вспомогательные состояния основной системы.

Трёхшарнирная арка вычерчена отдельно и её действие на шарнирную цепь представлено распором H и вертикальным давлением V .

Ниже приведено определение усилий, возникающих в трёхшарнирной арке.

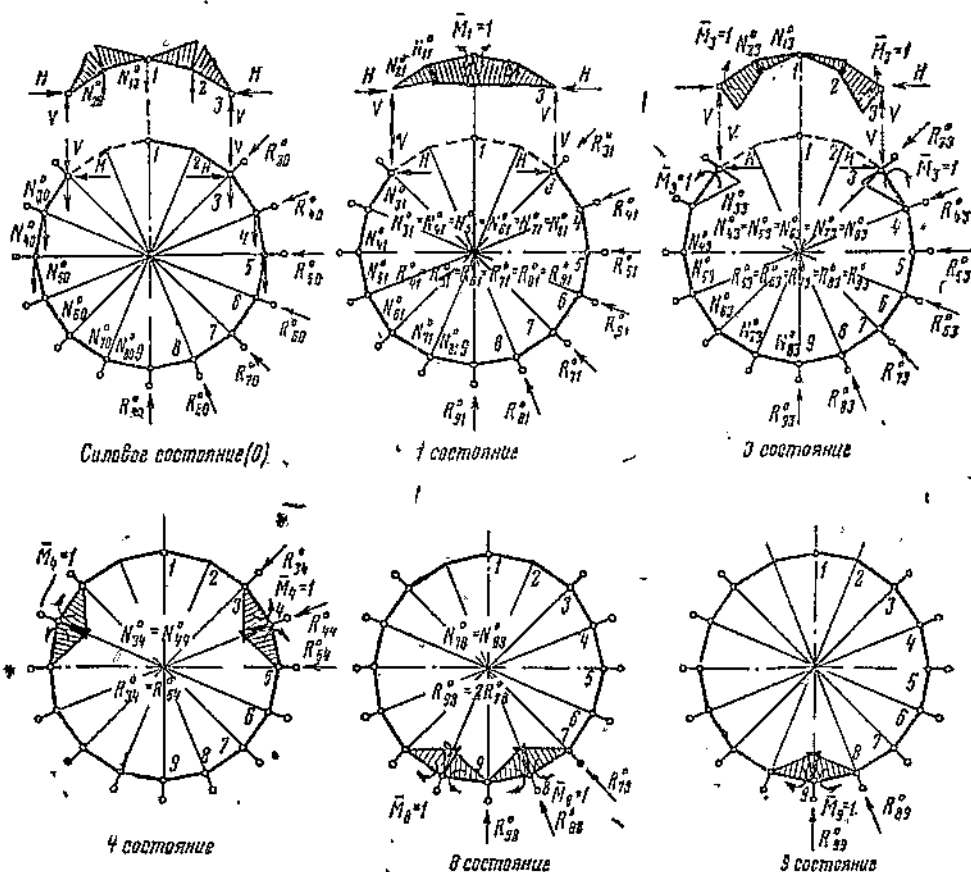
1. Действие внешней нагрузки (фиг. 253):

$$\left. \begin{aligned} V &= 0,5 P_1 + P_2 \\ H &= \frac{1}{f} (Vl - P_2 x_2 - Q_2 y_2) \\ f &= r(1 - \cos \alpha_3); \quad l = r \sin \alpha_3 \\ N_1 &= (H + Q_2) \cos \frac{\varphi}{2} + 0,5 P_1 \sin \frac{\varphi}{2} \\ N_2 &= H \cos \left(\alpha_3 - \frac{\varphi}{2} \right) + V \sin \left(\alpha_3 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ M_2 &= V(l - x_2) - H(f - y_2) \end{aligned} \right\} \quad (175)$$

2. Действие единичных моментов (фиг. 254)

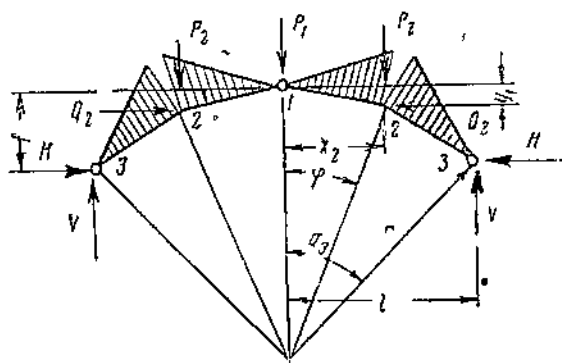
$$\left. \begin{aligned} N_1 &= H \cos \frac{\varphi}{2} \\ N_2 &= H \cos \left(\alpha_3 - \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (176)$$

Усилия в шарнирной цепи в общем случае определяются последовательным вырезанием узлов.



Фиг. 252

В случае кругового очертания обделки связь между действующими усилиями выражается простыми формулами.



Фиг. 253

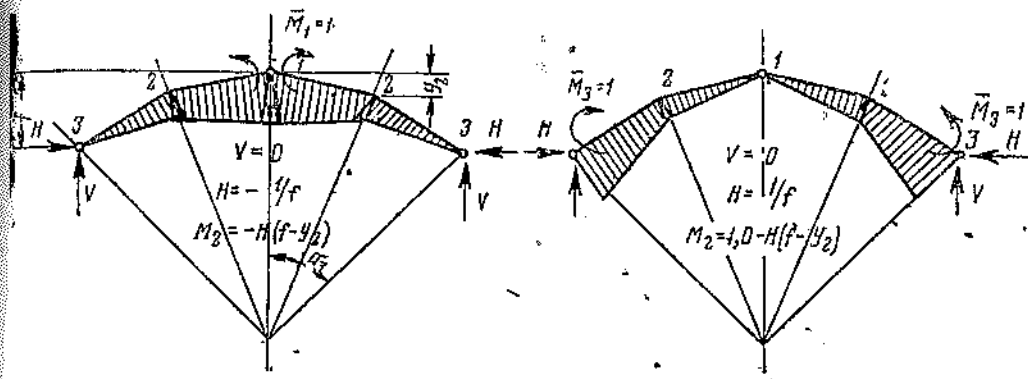
Рассмотрим равновесие n -го узла шарнирной цепи основной системы под действием внешних нагрузок и единичных моментов по направлению лишних неизвестных.

1. Действие внешней нагрузки (фиг. 255).

Проектируя действующие силы на нормаль и касательную к кривой в точке n , получим:

$$N_n^0 = N_{n-1}^0 + P_n \frac{\sin \alpha_n}{\cos \frac{\varphi}{2}} - Q_n \frac{\cos \alpha_n}{\cos \frac{\varphi}{2}}; \quad (177)$$

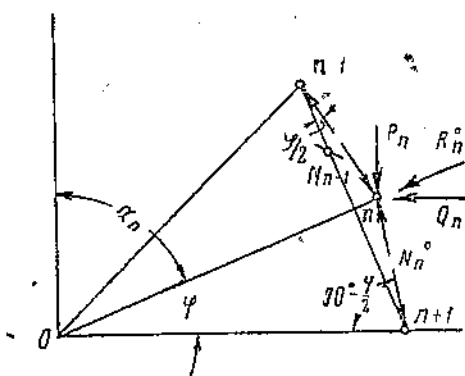
$$R_n^0 = (N_{n-1}^0 + N_n^0) \sin \frac{\varphi}{2} - P_n \cos \alpha_n - Q_n \sin \alpha_n. \quad (178)$$



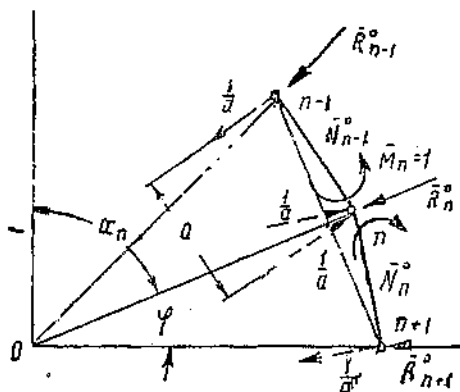
Фиг. 254

2. Действие единичных моментов (фиг. 256).

Единичный момент, приложенный к n -й опоре, вызывает по концам замыкающих стержней поперечные силы, равные $\frac{1}{a} = \frac{1}{2r \sin \frac{\varphi}{2}}$ (показаны пунктиром).



Фиг. 255



Фиг. 256

Раскладывая их на направления искоемых усилий, получим:

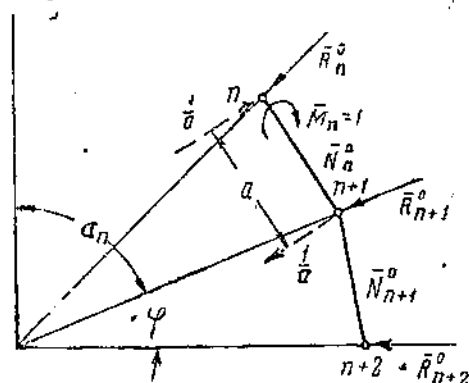
$$\bar{R}_{n-1}^0 = \bar{R}_{n+1}^0 = -\frac{1}{r \sin \varphi}; \quad (179)$$

$$\bar{R}_n^0 = \frac{2 \cos \varphi}{r \sin \varphi}; \quad (180)$$

$$\bar{N}_{n-1}^0 = \bar{N}_n^0 = -\frac{1}{2r \cos \frac{\varphi}{2}}; \quad (181)$$

Усилия в остальных элементах основной системы равны нулю. Единичный момент, приложенный в опорной точке трёхшарнирной арки, вызывает в последней распор H .

Поэтому усилия в элементах шарнирной цепи от действия этого момента определяются суммированием усилий от распора по формулам (177) и (178) и от поперечных сил по концам стержня n ($n+1$) (фиг. 257).



Фиг. 257

$$\bar{N}_n^0 = \frac{1}{2r \cos \frac{\varphi}{2}}; \quad (182)$$

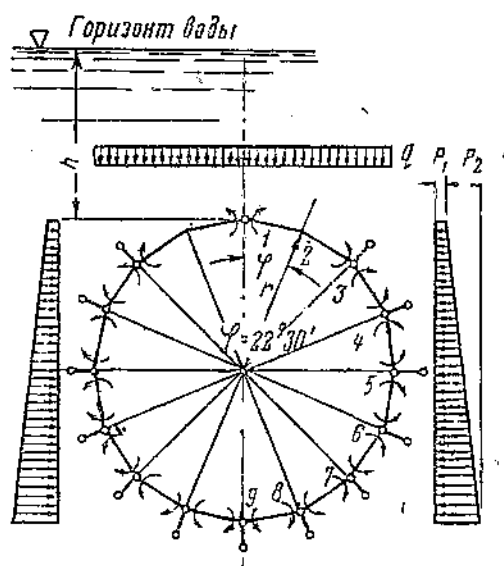
$$\bar{N}_{n+1}^0 = \bar{N}_i^0 = \frac{1}{r \cos \frac{\varphi}{2}}; \quad (183)$$

$$\bar{R}_n^0 = \frac{1}{r \sin \varphi}; \quad (184)$$

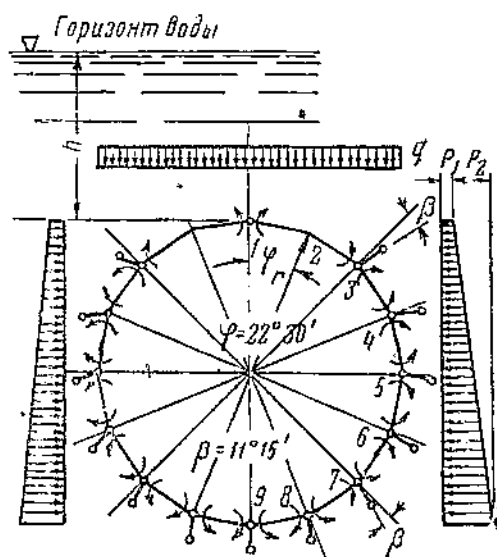
$$\bar{R}_{n+1}^0 = \frac{3 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}{2r} - \frac{\cos \varphi}{r \sin \varphi}; \quad (185)$$

$$\bar{R}_{n+2}^0 = \bar{R}_i^0 = \frac{2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}{r}. \quad (186)$$

Для частного случая круговой обделки, заменённой шестнадцатигульником с 13 упругими опорами (фиг. 258), усилия в основной системе от различных нагрузок могут быть получены из табл. 32 (стр. 252—253).



Фиг. 258



Фиг. 258а

При учёте трения между породой и обделкой упругие опоры должны быть повернуты на некоторый угол (фиг. 258а).

В этом случае усилия в элементах шарнирной цепи определяются также последовательным вырезанием узлов, но расчётные формулы приобретают значительно более сложный вид.

Для обделки, изображённой на фиг. 258а, усилия в основной системе от различных нагрузок могут быть получены из табл. 33 (стр. 254—255).

При составлении последней угол поворота опор принят равным $11^\circ 15'$, что соответствует $\operatorname{tg} \beta \approx 0,2$.

В породах плавунных и илистых расчёт следует производить без учёта трения.

В устойчивых, песчаных, глинистых и скальных породах трение всегда будет иметь место и должно быть учтено.

Для определения перемещений в основной системе воспользуемся формулой Мора—Максвелла:

$$a_{mn} = \int \frac{\bar{M}_m M_n}{EI} ds + \int \frac{\bar{N}_m N_n}{EF} ds + k_1 \int \frac{\bar{Q}_m Q_n}{GF} ds.$$

Здесь a_{mn} — перемещение по направлению силы P_m от действия силы P_n ; $\bar{M}_m, \bar{N}_m$ и Q_m — момент, нормальная и поперечная силы в сечениях системы от действия единичной силы $P_m = 1$;

M_n, N_n и Q_n — то же от действия силы P_n .

Влияние поперечных сил на деформации невелико и поэтому обычно, а тем более в приближённом расчёте не учитывается.

Принимая во внимание это обстоятельство, а также стержневой характер системы, перепишем формулу в виде:

$$a_{mn} = \int \frac{\bar{M}_m M_n}{EI} ds + \sum \bar{N}_m N_n \frac{a}{EF}. \quad (187)$$

(В данном случае длина всех стержней одинакова и равна a).

Нетрудно заметить, что выражение $\frac{a}{EF}$ представляет собой деформацию стержня длиной a и площадью F от единичной силы.

Для упругих опор аналогичная величина может быть определена согласно гипотезе Винклера. Как было указано выше, упругие свойства среды между вершинами стержневого многоугольника считаются сосредоточенными в упругих опорах, собирающих напряжения породы с площади $\omega = a \cdot b$.

Согласно формуле Винклера деформация упругой опоры от единичной силы будет равна:

$$\bar{\Delta} = \frac{n}{k} = \frac{1}{k\omega} = \frac{1}{kab}.$$

Обозначая через D характеристику жёсткости упругой опоры, равную kab , получим:

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{D}. \quad (188)$$

Подставляя полученное выражение $\bar{\Delta}$ в формулу (187), получим:

$$a_{mn} = \int \frac{\bar{M}_m M_n}{EI} ds + \sum \frac{\bar{N}_m N_n}{EF} a + \sum \frac{\bar{R}_m R_n}{D}. \quad (189)$$

Выражение $\sum \frac{\bar{N}_m N_n}{EF} a$ в формуле (189) оценивает влияние нормальных сил на деформацию системы, а следовательно, и на усилия, возникающие в ней. Исследование, проведённое Метропроектом¹, показало, что это влияние довольно значительно и возрастает с увеличением коэффициента постели k и уменьшением площади поперечного сечения обделки F .

Ниже (стр. 256) приведена табл. 34, иллюстрирующая изменение изгибающих моментов в обделке перегонного тоннеля московского метрополитена в зависимости от величины k , при учёте влияния нормальных сил (учёт «обжатия»), если усилия без учёта этого влияния принять за 100%.

¹ Сборник № 27 Бюро типового проектирования Метропроекта, 1939 г.

Усилия в основной системе кольцевой обделки

Усилия	Единичные моменты в точках						
	1	3	4	5	6	7	8
N_1	$-3,34866 \frac{1}{r}$	$3,34866 \frac{1}{r}$	—	—	—	—	—
N_2	$-2,83885 \frac{1}{r}$	$2,83885 \frac{1}{r}$	—	—	—	—	—
N_3	$-2,46154 \frac{1}{r}$	$2,97133 \frac{1}{r}$	$-0,50979 \frac{1}{r}$	—	—	—	—
N_4	$-2,46154 \frac{1}{r}$	$3,48112 \frac{1}{r}$	$-0,50979 \frac{1}{r}$	$-0,50979 \frac{1}{r}$	—	—	—
N_5	$-2,46154 \frac{1}{r}$	$3,48112 \frac{1}{r}$	—	$-0,50979 \frac{1}{r}$	$-0,50979 \frac{1}{r}$	—	—
N_6	$-2,46154 \frac{1}{r}$	$3,48112 \frac{1}{r}$	—	—	$-0,50979 \frac{1}{r}$	$-0,50979 \frac{1}{r}$	—
N_7	$-2,46154 \frac{1}{r}$	$3,48112 \frac{1}{r}$	—	—	—	$-0,50979 \frac{1}{r}$	$-0,50979 \frac{1}{r}$
N_8	$-2,46154 \frac{1}{r}$	$3,48112 \frac{1}{r}$	—	—	—	—	$-0,50979 \frac{1}{r}$
R_3	$-2,89446 \frac{1}{r}$	$5,50759 \frac{1}{r}$	$-2,61313 \frac{1}{r}$	—	—	—	—
R_4	$-0,96044 \frac{1}{r}$	$-1,25487 \frac{1}{r}$	$4,82844 \frac{1}{r}$	$-2,61313 \frac{1}{r}$	—	—	—
R_5	$-0,96044 \frac{1}{r}$	$1,35826 \frac{1}{r}$	$-2,61313 \frac{1}{r}$	$4,82844 \frac{1}{r}$	$-2,61313 \frac{1}{r}$	—	—
R_6	$-0,96044 \frac{1}{r}$	$1,35826 \frac{1}{r}$	—	$-2,61313 \frac{1}{r}$	$4,82844 \frac{1}{r}$	$-2,61313 \frac{1}{r}$	—
R_7	$-0,96044 \frac{1}{r}$	$1,35826 \frac{1}{r}$	—	—	$-2,61313 \frac{1}{r}$	$4,82844 \frac{1}{r}$	$-2,61313 \frac{1}{r}$
R_8	$-0,96044 \frac{1}{r}$	$1,35826 \frac{1}{r}$	—	—	—	$-2,61313 \frac{1}{r}$	$4,82844 \frac{1}{r}$
R_9	$-0,96044 \frac{1}{r}$	$1,35826 \frac{1}{r}$	—	—	—	—	$-5,22628 \frac{1}{r}$
M_2	0,74011	0,25989	—	—	—	—	—

(фиг. 258) без учёта сил трения

Q	Внешние нагрузки				
	вертикальная равномерная	горизонтальная равномерная	горизонтальная по треугольнику	давление воды выше шельги	давление воды ниже шельги
—	0,89163	0,10839	0,00509	1,00647	0,04453
—	1,03228	—0,03226	—0,00151	1,00647	0,04453
—	1,22690	—0,22689	—0,03179	1,00647	0,04603
—	1,36755	—0,36754	—0,07572	1,00647	0,04603
—	1,38714	—0,36754	—0,07572	1,00647	0,04603
—	1,38714	—0,22689	0,02100	1,00647	0,04603
—	1,38714	—0,02798	0,18943	1,00647	0,04603
—0,50979 $\frac{1}{r}$	1,38714	0,11267	0,32348	1,00647	0,04603
—	0,26681	—0,26679	—0,03738	—	—0,10655
—	0,44901	—0,44901	—0,12499	—	—0,22543
—	0,53741	—0,53359	—0,22463	—	—0,37474
—	0,54123	—0,44901	—0,23970	—	—0,52405
—	0,54123	—0,24481	—0,12415	—	—0,65064
—2,61313 $\frac{1}{r}$	0,54123	—0,04062	0,04560	—	—0,73522
4,82844 $\frac{1}{r}$	0,54123	0,04396	0,12622	—	—0,76492
—	—0,00841	0,00841	0,00040	—	0,00295

Усилия в основной системе кольцевой обделки

Усилия	Единичные моменты						
	1	3	4	5	6	7	8
N_1	$-3,34866 \frac{1}{r}$	$3,34866 \frac{1}{r}$	—	—	—	—	—
N_2	$-2,83885 \frac{1}{r}$	$2,83885 \frac{1}{r}$	—	—	—	—	—
N_3	$-1,89685 \frac{1}{r}$	$1,89685 \frac{1}{r}$	—	—	—	—	—
N_4	$-1,75246 \frac{1}{r}$	$2,73324 \frac{1}{r}$	$-0,98079 \frac{1}{r}$	—	—	—	—
N_5	$-1,61906 \frac{1}{r}$	$2,52519 \frac{1}{r}$	$0,07466 \frac{1}{r}$	$-0,98079 \frac{1}{r}$	—	—	—
N_6	$-1,49582 \frac{1}{r}$	$2,33297 \frac{1}{r}$	$0,06898 \frac{1}{r}$	$0,07466 \frac{1}{r}$	$-0,98079 \frac{1}{r}$	—	—
N_7	$-1,38196 \frac{1}{r}$	$2,15538 \frac{1}{r}$	$0,06373 \frac{1}{r}$	$0,06898 \frac{1}{r}$	$0,07466 \frac{1}{r}$	$-0,98079 \frac{1}{r}$	$-0,98079 \frac{1}{r}$
N_8	$-1,27677 \frac{1}{r}$	$1,99131 \frac{1}{r}$	$0,05888 \frac{1}{r}$	$0,06373 \frac{1}{r}$	$0,06898 \frac{1}{r}$	$0,07466 \frac{1}{r}$	—
R_3	$-2,83884 \frac{1}{r}$	$5,40176 \frac{1}{r}$	$-2,56292 \frac{1}{r}$	—	—	—	—
R_4	$-0,72588 \frac{1}{r}$	$-1,64195 \frac{1}{r}$	$4,93075 \frac{1}{r}$	$-2,56292 \frac{1}{r}$	—	—	—
R_5	$-0,67063 \frac{1}{r}$	$1,04596 \frac{1}{r}$	$-2,74316 \frac{1}{r}$	$4,93075 \frac{1}{r}$	$-2,56292 \frac{1}{r}$	—	—
R_6	$-0,61958 \frac{1}{r}$	$0,96634 \frac{1}{r}$	$0,02857 \frac{1}{r}$	$-2,74316 \frac{1}{r}$	$4,93075 \frac{1}{r}$	$-2,56292 \frac{1}{r}$	—
R_7	$-0,57242 \frac{1}{r}$	$0,89278 \frac{1}{r}$	$0,02640 \frac{1}{r}$	$0,02857 \frac{1}{r}$	$-2,74316 \frac{1}{r}$	$4,93075 \frac{1}{r}$	$-2,56292 \frac{1}{r}$
R_8	$-0,52885 \frac{1}{r}$	$0,82482 \frac{1}{r}$	$0,02439 \frac{1}{r}$	$0,02640 \frac{1}{r}$	$0,02857 \frac{1}{r}$	$-2,74316 \frac{1}{r}$	$4,93075 \frac{1}{r}$
R_9	$-0,49817 \frac{1}{r}$	$0,77697 \frac{1}{r}$	$0,02297 \frac{1}{r}$	$0,02487 \frac{1}{r}$	$0,02692 \frac{1}{r}$	$0,02913 \frac{1}{r}$	$-5,41005 \frac{1}{r}$
M_2	0,74011	0,25989	—	—	—	—	—

(фиг. 258а) с учётом сил трения ($\beta=11^\circ 15'$)

В точках	Внешние нагрузки				
	вертикальная равномерная	горизонтальная равномерная	горизонтальная по треугольнику	давление воды выше шельги	давление воды ниже шельги
9					
—	0,89163	0,10839	0,00509	1,00647	0,04453
—	1,03228	-0,03226	-0,00151	1,00647	0,04453
—	1,17485	-0,17484	-0,02450	1,00647	0,06682
—	1,23186	-0,23186	-0,04460	1,00647	0,10922
—	1,15693	-0,13809	-0,00314	1,00647	0,17752
—	1,06886	0,07269	0,13482	1,00647	0,26975
—	0,98750	0,29656	0,31881	1,00647	0,37965
—	0,91233	0,42043	0,43412	1,00647	0,49769
—	0,26168	-0,26166	-0,03667	—	-0,10451
—	0,42046	-0,42046	-0,11980	—	-0,21314
—	0,47515	-0,47141	-0,20841	—	-0,34336
—	0,44273	-0,35257	-0,20731	—	-0,46366
—	0,40903	-0,12547	-0,07820	—	-0,55253
$-2,56292 \frac{1}{r}$	0,37790	0,08436	0,09424	—	-0,59342
$5,02737 \frac{1}{r}$	0,35597	0,16404	0,16938	—	-0,58869
—	-0,00841	0,00841	0,00040	—	0,00295

Таблица 34

Род нагрузки	Коэффициент постели	$k=0,1 \cdot 10^4 \frac{m}{m^2}$		$k=1,0 \cdot 10^4 \frac{m}{m^2}$		$k=5 \cdot 10^4 \frac{m}{m^2}$		$k=50 \cdot 10^4 \frac{m}{m^2}$	
		$M_{\max}$	$M_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$
Вертикальная равномерная		100	102	106	114	150	178	280	540
Горизонтальная равномерная		98,5	99,5	—	—	—	—	116	116

Из рассмотрения этой таблицы видно, что влияние нормальных сил весьма сильно сказывается на усилиях от вертикальной нагрузки и весьма незначительно на усилиях от нагрузки горизонтальной.

Практически влияние «обжатия» можно не учитывать при $k < 10^4 \text{ м/м}^2$.

При $k > 10^4 \text{ м/м}^2$ влиянием обжатия пренебрегать не рекомендуется, так как это ведёт к значительному снижению запаса прочности конструкции.

Коэффициенты канонических уравнений определяются сопряжением эпюр единичных и силовых состояний системы (фиг. 252) по формуле (189).

В качестве примера определим перемещение a_{34} . При этом усилия будем обозначать двумя индексами, из которых первый характеризует место возникновения усилия, а второй причину.

Так $\bar{R}_{34}^0$ — реакция в точке 3 от действия единичных моментов в точках 4.

N_{30}^0 — нормальная сила в стержне 3—4 от действия внешней нагрузки.

По формуле (189):

$$a_{34} = \frac{1}{EI} \int \bar{M}_3 \bar{M}_4 ds + \frac{a}{EF} \sum \bar{N}_3 \bar{N}_4 + \sum \frac{\bar{R}_3 \bar{R}_4}{D}. \quad (A)$$

При этом характеристика жёсткости всех упругих опор, за исключением крайней 3, принимается постоянной и равной $D = kab$.

Для крайней опоры обычно принимают $D_k = \frac{1}{2} kab$. Подставляя в выражение (A) значения усилий 3-го и 4-го, вспомогательных состояний основной системы, в соответствии с фиг. 252, получим:

$$a_{34} = 2 \left\{ \frac{a}{6EI} + \frac{a}{EF} \bar{N}_{34}^0 (\bar{N}_{33}^0 + \bar{N}_{43}^0) + \frac{1}{D} [\bar{R}_{43}^0 \bar{R}_{44}^0 + \bar{R}_{34}^0 (2 \bar{R}_{33}^0 + \bar{R}_{53}^0)] \right\};$$

Аналогичным образом находятся все остальные перемещения.

Следует иметь в виду, что некоторые из перемещений равны между собой; так:

$$\begin{aligned} a_{15} = a_{16} = a_{17} = a_{18} = 2 a_{19}; & \quad a_{45} = a_{55} = a_{67} = a_{78} = a_{89}; \\ a_{36} = a_{37} = a_{38} = 2 a_{39}; & \quad a_{46} = a_{57} = a_{68} = a_{79}; \\ a_{44} = a_{88}; & \quad a_{47} = a_{48} = a_{49} = a_{58} = a_{59} = a_{69} = 0. \\ a_{55} = a_{66} = a_{77} = a_{88} = 2 a_{99}; \end{aligned}$$

Для обделки, изображённой на фиг. 258, перемещения основной системы от различных воздействий могут быть получены из табл. 35 и 36 (стр. 258—259).

Табл. 37 (стр. 257) и 38 (стр. 260) дают величины перемещений для той же обделки (фиг. 258а) в случае учёта трения между обделкой и породой ($\beta = 11^\circ 15'$).

В этом случае подлежат определению все коэффициенты канонических уравнений.

Решение системы канонических уравнений производится в табличной форме при помощи так называемого «алгоритма Гаусса».

Таблица 37
Единицы перемещения основной системы кольцевой обделки (фиг. 258а) с учётом сил трения ($\beta=11^{\circ}15'$)

Множитель	Перемещения, увеличенные в D раз											
	a_{11}	a_{12}	a_{13}	a_{14}	a_{15}	a_{16}	a_{17}	a_{18}	a_{19}	a_{20}	a_{21}	a_{22}
Влияние M $\frac{D}{EI} \cdot r$	0,73760	0,23012	—	—	—	—	—	—	—	0,62298	0,13006	—
Влияние R $\frac{1}{r^2}$	36,41957	-63,83712	25,52104	0,43352	0,42440	0,41788	0,41400	0,20632	129,72218	-77,14724	13,54336	-0,66190
Влияние N $\frac{D}{EF} \cdot \frac{1}{r}$	26,79798	-31,80729	1,03904	1,01414	0,99561	0,98333	0,97720	—	39,62009	-1,62054	-1,58173	-1,55281

Продолжение

Множитель	Перемещения, увеличенные в D раз											
	a_{23}	a_{24}	a_{25}	a_{26}	a_{27}	a_{28}	a_{29}	a_{30}	a_{31}	a_{32}	a_{33}	a_{34}
Влияние M $\frac{D}{EI} \cdot r$	—	—	0,13006	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Влияние R $\frac{1}{r^2}$	-0,65176	-0,64574	-0,32178	89,95342	-52,47928	14,19992	0,01924	-0,01906	-0,00954	76,81520	-52,48048	14,19862
Влияние N $\frac{D}{EF} \cdot \frac{1}{r}$	-1,53364	-1,52409	—	0,76461	-0,04677	-0,04591	-0,04535	-0,04507	—	0,76190	-0,04969	-0,04908

Продолжение

Множитель	Перемещения, увеличенные в D раз											
	a_{35}	a_{36}	a_{37}	a_{38}	a_{39}	a_{40}	a_{41}	a_{42}	a_{43}	a_{44}	a_{45}	a_{46}
Влияние M $\frac{D}{EI} \cdot r$	—	—	0,13006	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Влияние R $\frac{1}{r^2}$	-0,02064	-0,01030	76,81392	-52,48186	14,19716	-0,01116	76,81242	-52,48350	14,20744	91,03035	-52,47256	38,41157
Влияние N $\frac{D}{EF} \cdot \frac{1}{2}$	-0,04878	—	0,75873	-0,05313	-0,05279	—	0,75501	-0,05715	—	0,75067	—	—

Будничные перемещения основной системы кольцевой

	Множитель	Перемещения, увеличенные				
		a_{11}	a_{12}	a_{14}	a_{15}	a_{22}
Влияние M	$\frac{D}{EI} r$	0,73760	0,23012	—	—	0,62298
Влияние R	$\frac{1}{r^2}$	43,65850	-73,09631	25,99906	0,76416	141,08742
Влияние N	$\frac{D}{EF} \cdot \frac{1}{r}$	43,40961	-54,18136	1,95850	1,95850	69,21200

Смловые перемещения основной системы

Нагрузка		Множитель	Перемещения,		
			a_{11}	a_{21}	
Вертикальная равномерная	Влияние M	$\frac{D}{EI} q r^3$	$-0,433197 \cdot 10^{-2}$	$-0,223084 \cdot 10^{-2}$	
	Влияние R	q	$-8,62261$	$11,35683$	
	Влияние N	$\frac{D}{EF} q r$	$-20,25861$	$26,24942$	
Горизонтальная равномерная	Влияние M	$\frac{D}{EI} p_1 r^3$	$0,433197 \cdot 10^{-2}$	$0,223084 \cdot 10^{-2}$	
	Влияние R	p_1	$6,34486$	$-8,13550$	
	Влияние N	$\frac{D}{EF} p_1 r$	$1,90921$	$-2,69747$	
Горизонтальная по треугольнику	Влияние M	$\frac{D}{EI} p_2 r^3$	$0,020604 \cdot 10^{-2}$	$0,010610 \cdot 10^{-2}$	
	Влияние R	p_2	$1,59445$	$-1,81311$	
	Влияние N	$\frac{D}{EF} p_2 r$	$-0,68357$	$0,97523$	
Давление воды	выше шелыги	Влияние M и R	—	—	
		Влияние N	$\frac{D}{EF} \cdot h r$	$-16,45964$	$20,86397$
	ниже шелыги	Влияние M	$\frac{D}{EI} r^4$	$0,151954 \cdot 10^{-2}$	$0,078252 \cdot 10^{-2}$
		Влияние R	r	$6,78984$	$-9,02663$
		Влияние N	$\frac{D}{EF} r^2$	$-0,74554$	$0,94695$

ободки (фиг. 258) без учёта сил трения

Таблица 35

в D раз

a_{21}	a_{22}	a_{23}	a_{24}	a_{25}	a_{26}	a_{27}
0,13006	—	—	0,52024	0,13006	—	0,52024
-76,78494	12,57622	-1,08068	87,59836	-50,46938	13,65690	73,94146
-2,56691	-2,76972	-2,76972	0,40562	0,20280	—	0,40562

кольцевой ободки без учёта сил трения

Таблица 36

увеличенные в D раз

a_{11}	a_{12}	a_{13}	a_{14}	a_{15}	a_{16}
—	—	—	—	—	—
-1,26145	0,01445	-0,41066	-0,43062	-0,43062	-0,21531
-1,03212	-1,09587	-1,10366	-1,10366	-1,10366	-0,55183
—	—	—	—	—	—
1,24127	-0,45933	-0,26791	0,19483	0,65743	0,42455
0,23648	0,29243	0,23647	0,10139	-0,03369	-0,04482
—	—	—	—	—	—
0,35768	-0,26326	-0,49194	-0,18448	0,42954	0,37113
0,04277	0,06024	0,02177	-0,08371	-0,20404	-0,12869
—	—	—	—	—	—
-0,80079	-0,80079	-0,80079	-0,80079	-0,80079	-0,40039
—	—	—	—	—	—
0,89526	0,29816	0,29822	0,29812	0,29815	0,14908
-0,03662	-0,03662	-0,03662	-0,03662	-0,03662	-0,01831

Силы перемещения основной системы канальной обделки в учете сил трения ($\beta = 11'15''$)

Нагрузка	Множитель	Перемещения, увеличенные в D раз							
		a_{1a}	a_{2a}	a_{3a}	a_{4a}	a_{5a}	a_{6a}	a_{7a}	a_{8a}
Вертикальная	$\frac{D}{EI} q r^3$	$-0,433197 \cdot 10^{-2}$	$0,223084 \cdot 10^{-2}$	—	—	—	—	—	—
	$\frac{D}{EI} q$	$-5,81311$	$7,75333$	$0,15370$	$-0,28246$	$-0,29852$	$-0,29578$	$-0,14746$	—
	$\frac{D}{EI} q r$	$-12,72379$	$16,28767$	$-0,72467$	$-0,71143$	$-0,70265$	$-0,69827$	—	—
Горизонтальная	$\frac{D}{EI} P_1 r^3$	$-0,433197 \cdot 10^{-2}$	$0,223084 \cdot 10^{-2}$	—	—	—	—	—	—
	$\frac{D}{EI} P_1$	$4,62352$	$-5,89793$	$-0,55792$	$-0,36290$	$0,11185$	$0,58759$	$0,39227$	—
	$\frac{D}{EI} P_1 r$	$-0,28498$	$0,47078$	$0,14680$	$-0,01572$	$-0,20218$	$-0,32178$	—	—
Горизонтальная по трению	$\frac{D}{EI} P_2 r^3$	$0,020604 \cdot 10^{-2}$	$0,010510 \cdot 10^{-2}$	—	—	—	—	—	—
	$\frac{D}{EI} P_2$	$1,03221$	$-1,08813$	$-0,29907$	$-0,53714$	$-0,22063$	$0,41383$	$0,36847$	—
	$\frac{D}{EI} P_2 r$	$-0,84245$	$1,32865$	$0,04901$	$-0,06124$	$-0,21872$	$-0,33226$	—	—
Давление воды	$\frac{D}{EI} h r$	—	$15,56875$	—	—	—	—	—	—
	$\frac{D}{EI} h$	$-12,26059$	—	$-0,60745$	$-0,65751$	$-0,71168$	$-0,77032$	—	—
ниже шельфы	$\frac{D}{EI} r^4$	$0,151954 \cdot 10^{-2}$	$0,078252 \cdot 10^{-2}$	—	—	—	—	—	—
	$\frac{D}{EI} r$	$4,08175$	$-5,59550$	$0,17271$	$0,19321$	$0,16642$	$0,16500$	$0,08222$	—
	$\frac{D}{EI} r^2$	$-1,90774$	$2,79973$	$-0,07496$	$-0,15755$	$-0,26158$	$-0,38092$	—	—

После определения неизвестных моментов находятся окончательные значения опорных реакций и нормальных сил суммированием усилий в основной системе от действия нагрузки и найденных моментов.

$$R_n = R_{n0} + \sum M_i \bar{R}_{ni}^0; \quad (190)$$

$$N_n = N_{n0} + \sum M_i \bar{N}_{ni}^0; \quad (191)$$

2. Контроль вычислений

Выполнение всех описанных выше операций требует довольно значительной вычислительной работы.

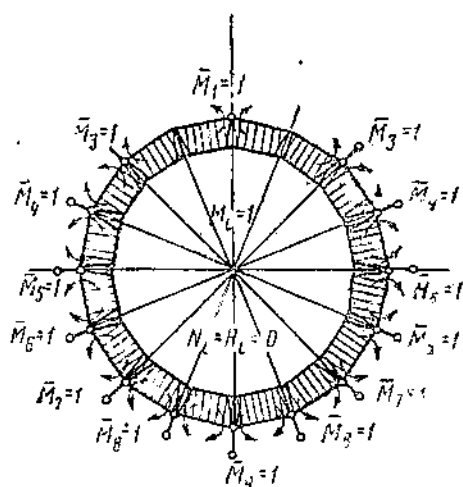
Поэтому рекомендуется проводить расчёт в табличной форме и систематически следить за правильностью вычислений.

Особенно важным моментом работы является составление эпюр единичных и силовых состояний.

Правильность вычисления усилий $\bar{N}_i^0$ и $\bar{R}_i^0$ в единичных состояниях контролируется следующим образом: к основной системе прикладываются одновременно единичные моменты по направлению всех неизвестных. В этом суммарном состоянии S (фиг. 259) изгибающие моменты во всех сечениях кольца будут постоянны и равны единице, а все нормальные силы и опорные реакции обращаются в нуль. Так как рассмотренное состояние системы получено суммированием всех единичных состояний, то условием правильности вычислений является обращение в тождество равенств:

$$\left. \begin{aligned} \sum \bar{N}_i^0 &= 0 \\ \sum \bar{R}_i^0 &= 0; \end{aligned} \right\}, \quad (192)$$

т. е. суммы усилий в любом стержне основной системы от действия всех единичных моментов должны обращаться в нуль.



Фиг. 259

Правильность вычисления усилий N_{i0}^0 и R_{i0}^0 в силовом состоянии проверяется вырезанием части кольца и рассмотрением его равновесия под действием внешних и внутренних сил

$$(\sum X = 0; \sum Y = 0).$$

В случае использования готовых таблиц надобность в этой проверке отпадает.

Для контроля правильности вычисления перемещений основной системы определяются контрольные перемещения a_{ss} и a_{so} , получающиеся сопряжением по формуле (89) суммарного состояния S с самим собой и с силовым состоянием Θ .

Так как состояние S суммирует все единичные состояния, должны иметь место равенства:

$$\left. \begin{aligned} a_{ss} &= \sum a_{ik} \\ a_{so} &= \sum a_{io} \end{aligned} \right\} \quad (193)$$

При кольцевой обделке постоянной жёсткости усилия во всех стержнях суммарного состояния обращаются в нуль и поверочные формулы приобретают вид:

$$\left. \begin{aligned} \sum a_{ik} &= n \frac{a}{EI} \\ \sum a_{io} &= 2 M_{20}^0 \frac{a}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (194)$$

Последняя формула действительна при наличии ($n - 3$) упругих опор, где n — число вершин многоугольника.

Ошибки в процессе решения системы уравнений предотвращаются проведением решения в форме «алгорифма Гаусса», включающего необходимые проверки.

Окончательные результаты контролируются следующим образом.

а) Эпюра моментов. Площадь приведённой эпюры моментов замкнутого контура должна равняться нулю. Под приведённой эпюрой моментов понимается эпюра, каждая ордината которой разделена на жёсткость EI в соответствующем ей сечении.

Для обделки кругового очертания и постоянной жёсткости это условие можно записать в виде следующей формулы:

$$\sum M_i = 0; (a = \text{const}; EI = \text{const}). \quad (195)$$

б) Эпюра упругих реакций. Сущность проверки заключается в том, что по направлению одной из упругих опор определяется действительное перемещение Δ_i .

Если расчёт произведён правильно, то должно иметь место соотношение:

$$D \Delta_i = R_i. \quad (196)$$

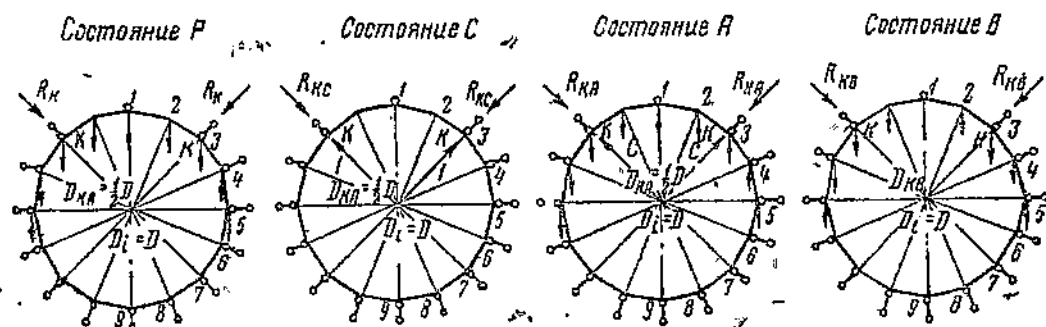
Проверку удобно производить для опоры, лежащей на горизонтальном диаметре сечения.

Для определения перемещения Δ_i нужно вырезать квадрант обделки, заделать его по оси симметрии и, приложив по направлению искомого перемещения единичную силу, построить эпюры моментов и нормальных сил в полученной консоли.

Применяя формулу (189) к этим эпюрам и к эпюрам моментов и нормальных сил действительной конструкции, получим величину перемещения Δ_i (см. пример п. 3).

в) Эпюра нормальных сил. Правильность определения нормальных сил проверяется вырезанием части обделки и рассмотрением её равновесия под действием внешних сил и внутренних усилий в местах разрезов.

Проведённый расчёт не отражает действительной работы конструкции, так как он построен на принятии произвольного протяжения «зоны отлипания».



Фиг. 260

Как уже указывалось выше, в начале расчёта исключаются упругие опоры, попадающие в эту зону (обычно 3), а для крайних опор принимаются характеристики жёсткости, отличные от остальных (обычно $1/2 D$).

В действительности характеристика жёсткости крайней опоры не совпадает с принятой и должна быть уточнена.

Подвергнем крайние опоры действию единичных групповых сил и определим усилия в обделке, ранее рассчитанной на действие внешней нагрузки (фиг. 260).

Усилия, соответствующие этому состоянию, будем обозначать индексами C . Проведение этого расчёта не встретит затруднений, так как в системе канонических уравнений единичные перемещения a_{ik} не изменяются по сравнению с предшествовавшим расчётом, а силовые перемещения определяются по формуле:

$$D a_{i0} = 2 \bar{R}_{ik}^0 \quad (197)$$

Таким образом, в нашем распоряжении будет находиться расчёт обделки в двух состояниях: под действием нагрузки — состояние P и под действием единичных сил в точках K — состояние C (фиг. 260).

Этот расчёт произведён в предположении, что характеристика жёсткости крайней опоры равна D_{KA} .

В действительности эта характеристика равна D_{KB} и, следовательно, усилие в крайней опоре будет отличаться от полученного на некоторую величину C . Назовём систему, подвергнутую действию внешней нагрузки и групповых сил C в крайних опорах (фиг. 260), системой A .

Действительную систему, подверженную действию только внешней нагрузки, назовём системой B .

Чтобы получить усилия в системе B , нужно подобрать силы C так, чтобы системы A и B стали эквивалентными.

Условием эквивалентности является равенство радиальных перемещений крайних опор в обеих системах:

$$\Delta_{KA} = \Delta_{KB} \quad (198)$$

Введём следующие обозначения:

R_K — опорная реакция в точке K состояния P ;

R_{KC} — то же в точке K состояния C ;

R_{KA}, R_{KB} — то же соответственно в системах A и B .

m — отношение характеристик жёсткостей крайних опор в системах A и B .

$$m = \frac{D_{KA}}{D_{KB}} = \frac{a_{KA}}{a_{KB}} \quad (199)$$

Здесь a_{KB} — действительная, а a_{KA} — принятая в расчёте длина упругой постели крайней опоры.

Ввиду того что $\Delta_{KA} = \frac{\bar{R}_{KA}}{D_{KA}}$, а $\Delta_{KB} = \frac{R_{KB}}{D_{KB}}$, имеем:

$$R_{KA} = \frac{D_{KA}}{D_{KB}} R_{KB} = m R_{KB} \quad (200)$$

Согласно предыдущему (см. фиг. 260):

$$\left. \begin{aligned} R_{KA} &= R_K + C R_{KC} \\ R_{KB} &= R_K + C (R_{KC} - 1) \end{aligned} \right\} \quad (201)$$

Используя уравнения (200) и (201), получим:

$$R_K + C R_{KC} = m [R_K + C (R_{KC} - 1)]$$

$$C = \frac{R_K (m - 1)}{m - R_{KC} (m - 1)} \quad (202)$$

Первоначальный расчёт, в котором принимают $D_{KA} = \frac{1}{2} D$, что соответствует $a_K = \frac{1}{2} a$, служит первым приближением.

Из него определяют длину постели крайней опоры a_K , соответствующую второму приближению.

Для этой цели находят упругие реакции в трёх последних опорах, например R_3 , R_4 и R_5 , и предполагают, что кривая отпора породы (фиг. 26!) удовлетворяет уравнению:

$$R = A \cos^2 \alpha + B \cos \alpha + C. \quad (203)$$

Коэффициенты A , B и C найдутся решением системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} R_3 &= A \cos^2 \alpha_3 + B \cos \alpha_3 + C \\ R_4 &= A \cos^2 \alpha_4 + B \cos \alpha_4 + C \\ R_5 &= A \cos^2 \alpha_5 + B \cos \alpha_5 + C \end{aligned} \right\} \quad (204)$$

Зная уравнение кривой отпора (203), можно определить центральный угол α_0 , соответствующий нулевой точке этой кривой, положив $R = 0$.

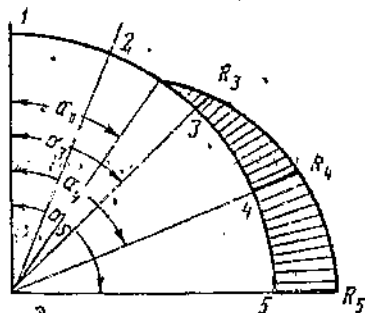
После этого длина постели крайней опоры найдётся по формуле:

$$a_K = r \left(\alpha_K + \frac{\varphi}{2} - \alpha_0 \right). \quad (205)$$

Здесь $\alpha_K, \varphi, \alpha_0$ — соответствующие углы в радианах.

Используя формулы (199) и (202), получим соответствующие следующему приближению m и C .

Усилия этого приближения найдутся по общей формуле:



Фиг. 261

$$R_{nII} = R_{nI} + C R_{nc}. \quad (206)$$

Указанный процесс повторяется до тех пор, пока разность длин постелей крайних опор двух последовательных приближений не станет достаточно малой ($3 \pm 5\%$).

Последним этапом расчёта является подстановка окончательного значения коэффициента m в формулу (202), определение коэффициента C и, наконец, получение расчётных эшпор по формулам типа (206).

Проверка окончательных результатов производится способами, изложенными ниже.

Следует отметить, что при уточнении границ «зоны отлипания» применение принципа независимости действия сил недопустимо, так как от комбинаций нагрузок зависят границы отлипания упругой среды, а значит и сама система.

В этой стадии расчёт должен вестись на совместное действие всех внешних нагрузок.

Для характеристики точности изложенного метода могут быть приведены следующие цифры, указанные в работе Метропроекта.

При расчёте обделки с $r = 3,0$ м и $\frac{EI}{D} = 0,0246$, изгибающие моменты получились преувеличенными, по сравнению с точным методом расчёта на 7% (при $\varphi = \frac{\pi}{16}$) и на 11,5% (при $\varphi = \frac{\pi}{8}$), при совершенно однотипном характере эшпор.

Очевидно, что такая точность является вполне достаточной с точки зрения точности расчётных предпосылок.

В статическом расчёте, изложенном выше, рассматривалось сплошное упругое кольцо и совершенно не учитывалось, что последнее состоит из отдельных тюбингов, соединённых болтами.

Между тем тюбинговые обделки, под действием только собственного веса в период сборки получают значительные деформации, выражающиеся в умень-

шении вертикального и увеличении горизонтального диаметров (так называемая «эллиптичность»).

Эти деформации сопровождаются раскрытием швов между тубингами и возникновением переломов упругой оси обделки с отклонением от принятой расчётной схемы.

Реальная обделка обладает большей гибкостью и испытывает меньшие напряжения, чем рассчитанная по вышеизложенному методу.

Метропроектом предложен способ учёта влияния сборности на работу обделки. Сущность этого предложения заключается в следующем.

В расчёт вводится влияние податливости только двух стыков по обе стороны от ключевого тубинга. Эти стыки считаются условно совмещёнными в один, расположенный в ключе кольца.

В этом условном стыке определяется угол раскрытия γ с учётом деформаций соединительных болтов, торцевых поверхностей и бортов тубингов под действием внутренних усилий.

После этого в расчётной схеме обделки находятся усилия, вызванные взаимным поворотом, равным γ в ключевом сечении.

Эти усилия будут представлять собой поправки, учитывающие влияние податливости стыков. Описанное предложение является первым шагом на пути всестороннего конкретного изучения работы тубинговой обделки как конструкции, составленной из отдельных коробчатых элементов. На очереди стоит вопрос об экспериментальном исследовании работы стыков, о величине местных напряжений, возникающих в бортах тубингов в местах стыков, и т. п.

3. Числовой пример

Определить усилия в кольцевой тоннельной обделке, изображённой на фиг. 262.

На основании предварительного расчёта и сравнения с обделками существующих тоннелей для кольца шириной $b = 1,0$ м принято:

$$I = 1,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4; F = 0,05 \text{ м}^2.$$

Модуль упругости чугуна $E = 10^7 \text{ т/м}^2$.

Жёсткость обделки:

$$EI = 10^7 \cdot 1,5 \cdot 10^{-4} = 1,5 \cdot 10^3 \text{ т/м}^2.$$

Тоннель проходит в плотных породах, не оказывающих практически бокового давления ($p_1 = p_2 = 0$).

Расчёт произведён на действие вертикальной нагрузки и давление грунтовых вод.

Вертикальная нагрузка принята равномерной от полного веса столба породы, расположенной над шельгой тоннеля (без учёта веса породы в пазухах).

Объёмный вес породы, взвешенной в воде:

$$\gamma = \gamma_c + \frac{V}{100} - 1,0 = 1,90 + \frac{40}{100} - 1,00 = 1,30 \text{ т/м}^3.$$

$$q = h\gamma + (H - h)\gamma_c = 3 \cdot 1,30 + (9 - 3) \cdot 1,9 = 15,30 \text{ т/м}^2.$$

Гидростатическое давление определяется высотой уровня воды над шельгой ($h = 3,0$ м) и радиусом обделки ($r = 3,0$ м).



Фиг. 262

Увелич в основной системе

Увелич	Единичные моменты в точках										Внешние нагрузки			Силы в точках 3
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	q	h	r	Сумма	
N ₁	-1,11621	1,11621	1,11621							40,92582	9,05823	0,40077	50,39482	—
N ₂	-0,94628	0,94628	0,94628							47,38165	9,05823	0,40077	56,84065	—
N ₃	-0,82051	0,99043	0,99043	-0,16993						56,31471	9,05823	0,41427	65,78721	—
N ₄	-0,82051	1,16036	1,16036	-0,16993	-0,16993					62,77055	9,05823	0,41427	72,24305	—
N ₅	-0,82051	1,16036	1,16036	-0,16993	-0,16993	-0,16993				63,66973	9,05823	0,41427	73,14223	—
N ₆	-0,82051	1,16036	1,16036	-0,16993	-0,16993	-0,16993	-0,16993			63,66973	9,05823	0,41427	73,14223	—
N ₇	-0,82051	1,16036	1,16036	-0,16993	-0,16993	-0,16993	-0,16993	-0,16993		63,66973	9,05823	0,41427	73,14223	—
N ₈	-0,82051	1,16036	1,16036	-0,16993	-0,16993	-0,16993	-0,16993	-0,16993	-0,16993	63,66973	9,05823	0,41427	73,14223	—
R ₃	-0,96481	1,83584	1,83584	-0,87103						12,24458	—	-0,93695	11,28763	1,00000
R ₄	-0,32014	-0,41829	1,60946	-0,87103						20,60956	—	-2,02887	18,58069	—
R ₅	-0,32014	0,45275	1,60946	-0,87103	-0,87103					24,66712	—	-3,37266	21,29446	—
R ₆	-0,32014	0,45275	1,60946	-0,87103	-0,87103	-0,87103				24,84246	—	-4,71645	20,12601	—
R ₇	-0,32014	0,45275	1,60946	-0,87103	-0,87103	-0,87103	-0,87103			24,84246	—	-5,85576	18,98670	—
R ₈	-0,32014	0,45275	1,60946	-0,87103	-0,87103	-0,87103	-0,87103	-0,87103		24,84246	—	-6,61698	18,22648	—
R ₉	-0,32014	0,45275	1,60946	-0,87103	-0,87103	-0,87103	-0,87103	-0,87103	-0,87103	24,84246	—	-6,88428	17,95818	—
M ₂	-0,74011	0,28589								-1,18906	—	0,07965	-1,07841	—

Таблица 40

Влияние	Перемещения, увеличенные в D раз														d ₁₀	d ₁₁	d ₁₂	d ₁₃	d ₁₄	d ₁₅	d ₁₆	d ₁₇	d ₁₈	d ₁₉	
	d ₁₁	d ₁₂	d ₁₃	d ₁₄	d ₁₅	d ₁₆	d ₁₇	d ₁₈	d ₁₉	d ₂₀	d ₂₁	d ₂₂	d ₂₃	d ₂₄											
M	86,33903	26,93647	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60,89617	15,22404	—	—	—	—	—	—	—	—	60,89617
R	4,85090	— 8,12173	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,73305	— 5,6765	—	—	—	—	—	—	—	—	8,21564
N	1,69376	— 2,11405	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,01583	0,60791	—	—	—	—	—	—	—	—	0,01583
Сумма	92,88369	16,70069	2,96518	0,16133	91,29903	72,92230	15,67622	2,70031	15,22404	1,39734	— 0,10807	— 0,12007	— 0,10807	— 0,10807	70,64505	9,62430	1,51742	—	—	—	—	—	—	—	69,12764

В качестве расчётной схемы принят шестнадцатигульник на 13 упругих опорах (фиг. 258).

Расчёт произведён с учётом обжатия, так как $k > 10^4 \text{ т/м}^3$.

Трение по периметру обделки не учитывается, что идёт в запас прочности.

Определение усилий в основной системе (фиг. 258)

Усилия в основной системе от внешних нагрузок и единичных моментов найдены при помощи табл. 32 умножением её данных на соответствующие множители и сведены в табл. 39

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{3,0} = 0,33333^{-1} \text{ м}; \quad \zeta h = 3,0 \cdot 3,0 = 9,0 \text{ м}^2; \quad q r^2 = 15,3 \cdot 3,0^2 = 137,7 \text{ т.}$$

$$q r = 15,3 \cdot 3,0 = 45,9 \text{ т/м}; \quad r^2 = 3,0^2 = 9,0 \text{ м}^2; \quad r^3 = 3,0^3 = 27,0 \text{ м}^3.$$

Определение перемещений основной системы

Единичные и силовые перемещения определены при помощи табл. 35 и 36 умножением помещённых в них данных на соответствующие множители и сведены в табл. 40 и 41. Длина упругой постели опор (кроме крайней)

$$a = 2r \sin \frac{\varphi}{2} = 2 \cdot 3,0 \cdot \sin 11^\circ 15' = 2 \cdot 3,0 \cdot 0,19509 = 1,17054 \text{ м.}$$

Характеристика жёсткости опор (кроме крайней)

$$D = kab = 5 \cdot 10^4 \cdot 1,17054 \cdot 1,0 = 5,85270 \cdot 10^4 \text{ т/м.}$$

$$\frac{D}{EI} r = \frac{5,85270 \cdot 10^4}{1,5 \cdot 10^3} \cdot 3,0 = 117,05400; \quad \frac{1}{r^2} = \frac{1}{3,0^2} = 0,11111;$$

$$\frac{D}{EF} \frac{1}{r} = \frac{5,85270 \cdot 10^4}{10^7 \cdot 0,05 \cdot 3,0} = 0,039018.$$

$$q \frac{D}{EI} r^3 = 15,3 \cdot \frac{5,85270 \cdot 10^4 \cdot 3,0^3}{1,5 \cdot 10^3} = 16118,336;$$

$$\frac{D}{EI} r^4 = \frac{5,85270 \cdot 10^4 \cdot 3,0^4}{1,5 \cdot 10^3} = 3160,458;$$

$$q \frac{D}{EF} r = 15,3 \cdot \frac{5,85270 \cdot 10^4 \cdot 3,0}{10^7 \cdot 0,05} = 5,37275;$$

$$\frac{D}{EF} r^2 = \frac{5,85270 \cdot 10^4 \cdot 3,0^2}{10^7 \cdot 0,05} = 1,05348;$$

$$\frac{D}{EF} h r = \frac{5,85270 \cdot 10^4}{10^7 \cdot 0,05} \cdot 3,0 \cdot 3,0 = 1,05348.$$

Силовые перемещения от действия единичных сил в точках 3 найдены по формуле (197).

$$Da_{10} = -2,0,96481 = -1,92962; \quad Da_{40} = -2,0,87103 = -1,74206;$$

$$Da_{30} = 2,1,83584 = 3,67168; \quad Da_{50} = \dots = Da_{90} = 0$$

Найденные перемещения сведены в таблицу канонических уравнений (табл. 42)

Правильность вычисления перемещений проверена по формулам (194).

$$D \Sigma a_{ik} = 780,75182 \cdot \frac{n \cdot a}{EI} = \frac{16 \cdot 1,17054}{1,5 \cdot 10^3} = 12,48576 \cdot 10^{-3}.$$

Таблица 41

Нагрузка	Влияние	Перемещения, увеличенные в D раз							
		a_{10}	a_{11}	a_{12}	a_{13}	a_{14}	a_{15}	a_{16}	a_{17}
q	M	—	—	—	—	—	—	—	—
	R	— 69,82415	— 35,95743	— 19,30019	— 0,22109	— 6,28310	— 6,58849	— 6,58840	— 3,29424
	N	— 131,92593	173,75950	— 5,54532	— 5,88784	— 5,92969	— 5,92969	— 5,92969	— 2,96484
h	N	— 108,84445	141,03157	— 0,84362	— 0,84362	— 0,84362	— 0,84362	— 0,84362	— 0,12181
	N	— 17,33990	21,97978	— 0,84362	— 0,84362	— 0,84362	— 0,84362	— 0,84362	— 0,12181
r	M	—	—	—	—	—	—	—	—
	R	— 4,80231	2,47306	— 0,89448	— 0,89448	— 0,89448	— 0,89448	— 0,89448	— 0,44724
	N	— 20,36952	— 27,08049	— 0,03858	— 0,03858	— 0,03858	— 0,03858	— 0,03858	— 0,01929
Сумма		— 303,54801	277,20358	— 23,04193	— 5,65447	— 12,20033	— 12,50602	— 12,50593	— 6,25294

Таблица 42

Матрица канонических уравнений

№ уравнения	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8	M_9	Свободный член	
										от нагрузок	от единичных сил в точках 3
1	92,88369	—	—	—	—	—	—	—	—	— 303,54801	— 1,92962
3	•	16,70069	2,96518	0,16133	0,16133	0,16133	0,16133	0,16133	0,08067	277,20358	3,67168
4	•	91,29903	6,59231	1,28927	— 0,22814	— 0,22814	— 0,22814	— 0,22814	— 0,11407	— 23,04193	— 1,74206
5	•	•	70,64505	9,62430	—	—	—	—	—	— 5,65447	—
6	•	•	•	69,12764	1,51742	1,51742	1,51742	1,51742	—	— 12,20033	—
7	•	•	•	•	9,62430	9,62430	9,62430	9,62430	1,51742	— 12,50602	—
8	•	•	•	•	69,12764	69,12764	69,12764	70,64505	9,62430	— 12,50593	—
9	•	•	•	•	•	•	•	•	31,56382	— 6,26294	—

Примечание. Точками обозначены коэффициенты, симметричные относительно главной диагонали матрицы.

$$\Sigma a_{ik} = \frac{730,75182}{5,85270 \cdot 10^4} = 12,48572 \cdot 10^{-3} \approx 12,48576 \cdot 10^{-3}.$$

$$D \Sigma a_{i0} = -98,50615 \cdot 2 M_{20}^0 \frac{a}{EI} = -2 \cdot 1,07841 \cdot \frac{1,17054}{1,5 \cdot 10^{-3}} = 1,68310 \cdot 10^{-3}.$$

$$\Sigma a_{i0} = -\frac{98,50615}{5,85270 \cdot 10^4} = -1,68309 \cdot 10^{-3} \approx 1,68310 \cdot 10^{-3}.$$

В результате решения системы канонических уравнений получены следующие значения изгибающих моментов в вершинах многоугольника:

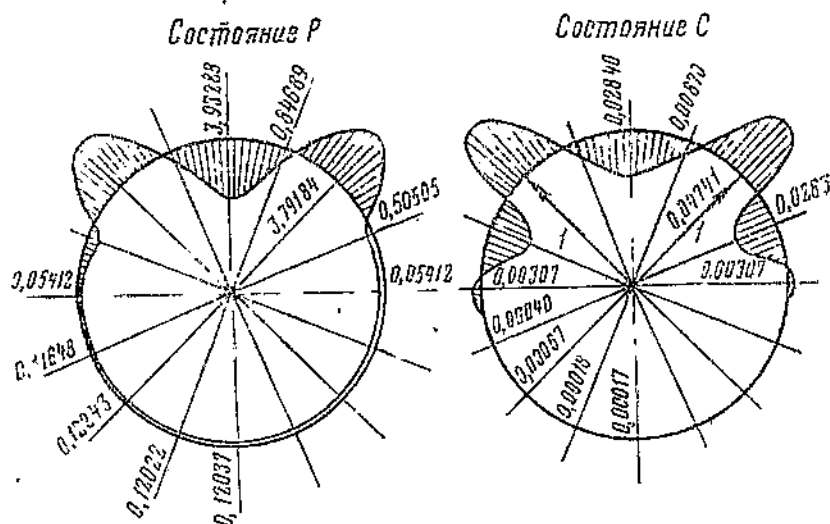
От действия внешних нагрузок

$$\begin{aligned} M_1 &= 3,93288 \text{ тм} & M_4 &= 0,50505 \text{ тм} & M_7 &= 0,12243 \text{ тм} \\ M_2 &= 0,84689 \text{ »} & M_5 &= 0,05412 \text{ »} & M_8 &= 0,12022 \text{ »} \\ M_3 &= -3,79184 \text{ »} & M_6 &= 0,11648 \text{ »} & M_9 &= 0,12037 \text{ »} \end{aligned}$$

От действия единичных сил в точках 3

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,02840 \text{ тм} & M_4 &= 0,02832 \text{ тм} & M_7 &= -0,00007 \text{ тм} \\ M_2 &= -0,00870 \text{ »} & M_5 &= -0,00307 \text{ »} & M_8 &= -0,00018 \text{ »} \\ M_3 &= -3,04741 \text{ »} & M_6 &= -0,00040 \text{ »} & M_9 &= -0,00017 \text{ »} \end{aligned}$$

На фиг. 263 даны соответствующие эпюры.



Фиг. 263

Контроль полученных эпюр произведён по формуле (195).

Состояние $P \cdot \Sigma M_i = 7,58363 - 7,58368 \approx 0$.

Состояние $C \cdot \Sigma M_i = 0,10244 - 0,10243 \approx 0$.

Опорные реакции и нормальные силы указанных состояний системы определены по формулам (190) и (191) суммированием усилий от внешней нагрузки и действительных опорных моментов (см. табл. 43).

Усилия в конце от единичных сил в точках 3 определяются аналогичным образом. (В основной системе в силовом состоянии все усилия обращаются в нуль, кроме $R_{30} = 100000$).

Таблица 43

От моментов в точках

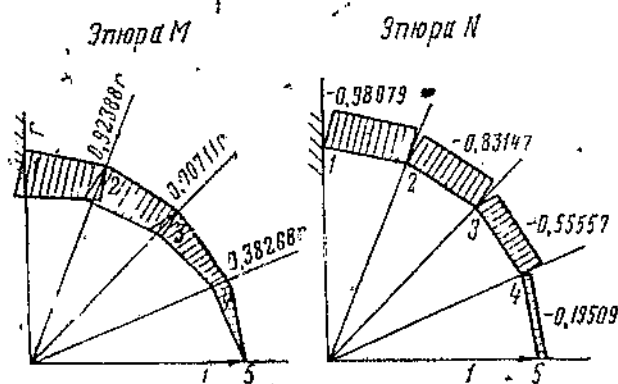
Усилия	1	3	4	5	6	7	8	9	От накрутки	Сумма
N_1	-4,38992	-4,23249							50,38482	41,76241
N_2	-3,72161	-3,58314							56,84065	49,53090
N_3	-3,22697	-3,75555	-0,08582						65,78721	58,71887
N_4	-3,22697	-4,39990	-0,08582	-0,00920					72,24305	64,52116
N_5	-3,22697	-4,39990		-0,00920	-0,01979	-0,02080			73,14223	65,48637
N_6	-3,22697	-4,39990			-0,01979	-0,02080	-0,02043		73,14223	65,47477
N_7	-3,22697	-4,39990				-0,02080	-0,02043	-0,02045	73,14223	65,47448
N_8	-3,22697	-4,39990							11,28763	0,09203
R_3	-3,79448	-6,96121	-0,43991						18,58069	19,67343
R_4	-1,25907	-1,58609	0,81286	-0,04714					21,29446	17,86436
R_5	-1,25907	-1,71676	-0,43991	0,08710	-0,10146	-0,10664			20,12601	17,18407
R_6	-1,25907	-1,71676		-0,04714	0,18747	0,19705	-0,10472		18,98670	16,00174
R_7	-1,25907	-1,71676			-0,10146	-0,10664	0,19349	-0,10485	18,22548	15,23165
R_8	-1,25907	-1,71676				-0,10664	-0,20943	0,19379	17,95818	14,96655
R_9	-1,25907	-1,71676								

В табл. 44 приведены значения полученных усилий.

Таблица 44

N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	N_8
-0,08462	-0,07173	-0,07507	-0,08260	-0,07772	-0,07823	-0,07827	-0,07825
R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8
0,86089	0,05899	-0,05981	-0,02846	-0,03015	-0,03063	-0,03063	-0,03051

Контроль правильности определения опорных реакций произведён в соответствии с формулами (195) и (196). Вспомогательное состояние приведено на фиг. 264.



Фиг. 264

Так как вспомогательные эшюры M и N носят постоянный характер при делении кольца на 16 частей, целесообразно вывести проверочные формулы.

$$\Delta_s = \frac{a}{6EI} [M_1(2r + 0,92388r) + M_2(r + 4 \cdot 0,92388r + 0,70711r) + \\ + M_3(0,92388r + 4 \cdot 0,70711r + 0,38268r) + M_4(0,70711r + 4 \cdot 0,38268r) + \\ + M_5 \cdot 0,38268r] + \frac{a}{EF} [-0,98079N_1 - 0,83147N_2 - 0,55557N_3 - 0,19509N_4],$$

Учитывая, что $a = 0,39018r$, получим:

$$\Delta_s = \frac{r^3}{EI} (0,19014M_1 + 0,35133M_2 + 0,26890M_3 + 0,14553M_4 + 0,02489M_5) - \\ - \frac{r}{EF} (0,38268N_1 + 0,32442N_2 + 0,21677N_3 + 0,07612N_4).$$

Применим полученную формулу к нашему случаю.
Для состояния P

$$\Delta_s = \frac{3,0^3}{1,5 \cdot 10^3} [0,19014 \cdot 3,93288 + 0,35133 \cdot 0,84689 - \\ - 0,26890 \cdot 3,79184 + 0,14553 \cdot 0,50505 + 0,02489 \cdot 0,05412] - \\ - \frac{3,0}{10^7 \cdot 0,05} [0,38268 \cdot 41,76241 + 0,32442 \cdot 49,53090 + \\ + 0,21677 \cdot 58,71887 + 0,07612 \cdot 64,52116] = \\ = [0,60334 - 0,29814] \cdot 10^{-3} = 0,30520 \cdot 10^{-3}.$$

По формуле (196)

$$\Delta_5 = \frac{17,86436}{5,85270 \cdot 10^4} = 0,30523 \cdot 10^{-3} \approx 0,30520 \cdot 10^{-3}.$$

Для состояния С

$$\begin{aligned} \Delta_5 = & \frac{3,0^2}{1,5 \cdot 10^3} [0,19014 \cdot 0,02840 + 0,35133 \cdot 0,00870 - \\ & - 0,26890 \cdot 0,04741 + 0,14553 \cdot 0,02832 - 0,02489 \cdot 0,00307] + \\ & + \frac{3}{10^7 \cdot 0,05} [0,38268 \cdot 0,08462 + 0,32442 \cdot 0,07173 + \\ & + 0,21677 \cdot 0,07507 + 0,07612 \cdot 0,08260] = \\ & = [-0,00148 + 0,00047] 10^{-3} = -0,00101 \cdot 10^{-3}. \end{aligned}$$

По формуле (196):

$$\Delta_5 = -\frac{0,05981}{5,85270 \cdot 10^4} = -0,00102 \cdot 10^{-3} \approx -0,00101 \cdot 10^{-3}.$$

С целью проверки правильности определения нормальных сил вырезана половина кольца (фиг. 265) и рассмотрено её равновесие под действием внешних сил и усилий в местах разрезов.

Для кольца, заменённого шестнадцатугольником, проверочные формулы имеют вид:

$$\begin{aligned} \Sigma X = & -0,98079(N_1 + N_8) + \frac{M_1 - M_2 + M_9 - M_8}{2 \cdot r} + 0,38268 R_8 + \\ & + 0,70711(R_3 + R_7) + 0,92388(R_4 + R_6) + R_5 + r(1,96158 p_1 + 0,98079 p_2 + \\ & + 1,97424 h + 1,97424 r) = 0. \end{aligned}$$

Здесь $1,97424 hr$ и $1,97424 r^2$ учитывают, соответственно, проекции на ось x -ов давлений воды выше и ниже шельги тоннеля.

$$\begin{aligned} \Sigma Y = & -0,5 R_9 - 0,92388 R_8 + 0,70711(R_3 - R_7) + 0,38268(R_4 - R_6) + \\ & + r(q - 1,56072 r) = 0. \end{aligned}$$

Здесь $1,56072 r^2$ — проекция на ось y -ов давления воды ниже шельги тоннеля.

Пользуясь приведёнными формулами, проверим усилия рассчитанного кольца.

В данном случае:

$$p_1 = p_2 = 0; \quad q = 15,3 \text{ т/м}^2; \quad h = 3,0 \text{ м.}$$

$$\begin{aligned} \Sigma X = & -0,98079(41,76241 + 65,47448) + \\ & + \frac{3,93288 - 0,84689 + 0,12037 - 0,12022}{2 \cdot 3,0} + 0,38268 \cdot 15,23165 + \\ & + 0,70711(0,09203 + 16,00174) + 0,92388 \cdot (19,67343 + 17,18407) + \\ & + 17,86436 + 1,97424 \cdot 3 \cdot (3,0 + 3,0) = 105,17586 - 105,17687. \end{aligned}$$

Ошибка $\approx 0,001\%$.

$$\begin{aligned} \Sigma Y = & -0,5 \cdot 14,96665 - 0,92388 \cdot 15,23165 + 0,70711(0,09203 - 16,00174) + \\ & + 0,38268(19,67343 - 17,18407) + 3,0(15,3 - 1,56072 \cdot 3,0) = \\ & = -53,49301 + 53,49370. \end{aligned}$$

Ошибка $\approx 0,001\%$.

С целью уточнения проведённого расчёта определим положение нулевой точки кривой отпора породы (фиг. 261).

$$\begin{array}{lll} \alpha_3 = 45^\circ; & \cos \alpha_3 = 0,70711. & R_3 = 0,09203 \text{ т.} \\ \alpha_4 = 67^\circ 30'; & \cos \alpha_4 = 0,38268. & R_4 = 19,67343 \text{ т.} \\ \alpha_5 = 90^\circ; & \cos \alpha_5 = 0. & R_5 = 17,86436 \text{ т.} \end{array}$$

Коэффициенты уравнения кривой отпора (203) найдём решением системы уравнений (204):

$$0,5 A + 0,70711 B + C - 0,09203 = 0.$$

$$0,14644 A + 0,38268 B + C - 19,67343 = 0.$$

$$C - 17,86436 = 0.$$

$$A = -92,04120, \quad B = 39,94891, \quad C = 17,86436.$$

Уравнение кривой отпора:

$$R = -92,04120 \cos^2 \alpha + 39,94891 \cos \alpha + 17,86436.$$

Положив $R = 0$, получим угол, характеризующий границу «зоны отлипания».

$$\cos \alpha_0 = \frac{-39,94891 - \sqrt{39,94891^2 + 4 \cdot 92,04120 \cdot 17,86436}}{-2 \cdot 92,04120} = 0,70812.$$

$$\alpha_0 = 44^\circ 55' 7,4''.$$

Длина постели опоры 3.

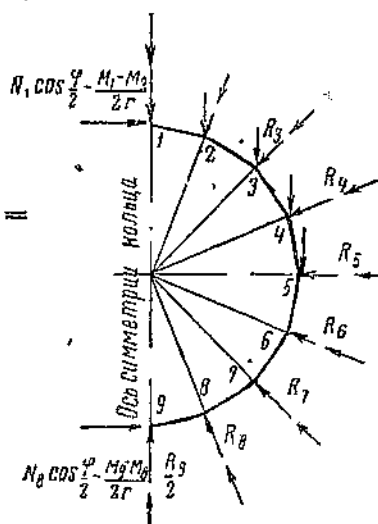
По формуле (205):

$$a_3'' = 3,0 (45^\circ + 11^\circ 15' - 44^\circ 55' 7,4'') \frac{1}{57^\circ 17' 44,8''} = 0,59331 \text{ м.}$$

В начале расчёта длина постели опоры 3 была принята $\frac{a}{2} = 0,58527 \text{ м.}$

Полученная длина постели отличается от принятой всего на 1,3%.

Практически, подобная точность расчёта вполне достаточна; однако ниже проведено дальнейшее уточнение с целью иллюстрации метода.

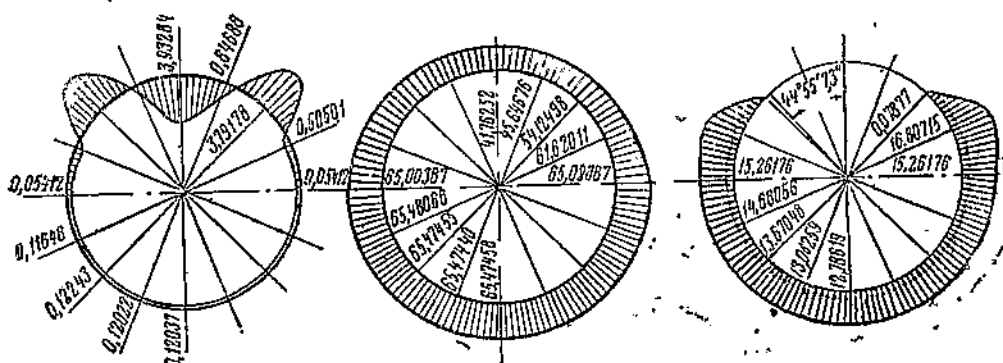


Фиг. 265

Эпюра моментов

Эпюра средних нормальных сил

Эпюра реакций грунта



Фиг. 266

Согласно формуле (199):

$$m'' = \frac{0,58527}{0,58331} = 0,98645.$$

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}
Условия 1-го приближения	3,93288	0,84689	-3,79184	0,50505	0,05412	0,11648	0,12243	0,12022	0,12037	—
Поправка	-0,00004	-0,00001	0,00006	-0,00004	—	—	—	—	—	—
Условия 2-го приближения	3,93284	0,84688	3,79178	0,50501	0,05412	0,11648	0,12243	0,12022	0,12037	—

	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	N_8
Условия 1-го приближения	41,76241	49,53090	58,71887	64,52116	65,48637	65,47477	65,47413	65,47448
Поправка	0,00011	0,00009	0,00009	0,00010	0,00010	0,00010	0,00010	0,00010
Условия 2-го приближения	41,76252	49,53099	58,71896	64,52126	65,48648	65,47487	65,47423	65,47458

	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9
Условия 1-го приближения	0,09203	19,67343	17,86436	17,18407	16,00174	15,23165	14,96665	14,96665	14,96665
Поправка	+0,00017	-0,00007	+0,00007	+0,00004	+0,00004	+0,00004	+0,00004	+0,00004	+0,00004
Условия 2-го приближения	0,09220	19,67386	17,86443	17,18411	16,00178	15,23169	14,96669	14,96669	14,96669

По формуле (202)

$$C = \frac{0,09\,203\,(0,98645 - 1,0)}{0,98\,645 - 0,86089\,(0,98645 - 1,0)} = -0,00125.$$

Усилия в обделке, соответствующие второму приближению, найдены суммированием усилий первого приближения с усилиями от действия единичных сил в точках 3, увеличенными в C раз (табл. 45).

Полученным реакциям второго приближения соответствуют:

$$\alpha_0 = 44^\circ 55' 7,3''.$$

$$a_3''' = 0,59331\text{ м.}$$

Постель опоры 3 не изменилась и, следовательно, усилия 2-го приближения являются точными (см. расчётные эпюры на фиг. 266).

Подбор сечений производится способом, аналогичным изложенному в п. 2 § 43.

§ 45. РАСЧЁТ ГИДРОИЗОЛЯЦИОННЫХ ОБОЛОЧЕК

Применение внутренней гидроизоляции тоннелей, сооружённых горным способом, требует устройства поддерживающей железобетонной оболочки, воспринимающей полное гидростатическое давление. Подъёмная сила воды не может быть уравновешена весом кольца и внутреннего заполнения тоннеля. Поэтому кольцо прижимается к изоляции, вызывая со стороны последней силы сопротивления.

Подобная железобетонная оболочка может быть рассчитана по двум схемам:

- 1) как свободно деформируемое кольцо с произвольно принятым распределением реакций изоляционного слоя или
- 2) как кольцо в упругой среде.

Оба метода расчёта подробно разобраны выше. Необходимо лишь остановиться на границах их применения.

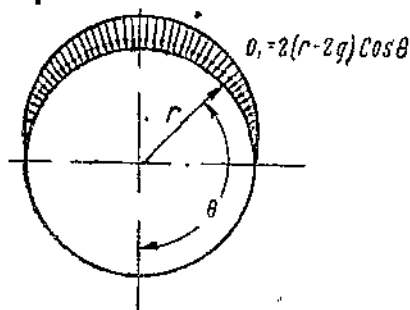
При доброкачественном методе производства работ, обеспечивающем постоянство изоляционного зазора и его плотное заполнение, весьма незначительные деформации обделки в упругой среде (десятые и сотые доли сантиметра) действительно вызовут соответствующие деформации и реакции со стороны последнего. В этом случае кольцо следует рассчитывать с учётом упругости среды, что значительно снижает изгибающие моменты.

Данные табл. 46 дают представление о размерах оболочки наружным диаметром 5,5 м, рассчитанной таким образом ($k = 0,8 \cdot 10^3 \text{ т/м}^3$).

Таблица 46

Напор над шельгой в м	Толщина в см	Арматура $F_a = F_a$	Марка бетона	Процент армирования	Примечание
0	12	8 Ø 10	110	1,04	} По расчёту было нужно 10 см
5	12	8 Ø 10	110	1,04	
10	12	9 Ø 12	110	1,70	
15	14	9 Ø 12	130	1,45	
20	14	9 Ø 16	130	2,58	
25	14	9 Ø 16	170	2,58	

Данных о величине коэффициента постели изоляционного слоя не имеется; поэтому следует производить расчёты, принимая k в достаточно широких пределах ($10^3 \div 8 \cdot 10^3 \text{ т/м}^3$).



фиг. 267

При недостаточно плотном заполнении зазора изоляцией деформации, соответствующие работе кольца в упругой среде, произойдут, не вызвав реакций со стороны изоляционного слоя. В этом случае осторожнее рассчитывать кольцо как свободное, принимая распределение реакций по схеме фиг. 267.

Здесь через g обозначена нагрузка на 1 м^2 поверхности кольца, состоящая из веса изоляционной мембраны, защитной штукатурки и собственного веса кольца.

Более подробные данные о расчёте железобетонных гидроизоляционных оболочек могут быть почерпнуты из посвящённых этому вопросу специальных работ¹.

¹ Бюллетень № 19 Отдела гипсового проектирования Метропроекта.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
ТОННЕЛЕЙ

§ 46. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЁТЫ

1. Основные задачи гидравлического расчёта
гидротехнических тоннелей

Из числа применяемых гидротехнических тоннелей (деривационных или подводящих тоннелей гидроэлектростанций, ирригационных, водосбросных и др.) наибольший удельный вес в тоннельном строительстве имеют тоннели деривационные.

Составляя один из основных и наиболее сложных элементов всего комплекса сооружений гидроэнергетической установки, гидротехнические деривационные тоннели, в силу гидравлических и статических условий своей работы, требуют специального подхода при разрешении вопросов трассы, прочности и водонепроницаемости обделки, состава бетона, методов производства работ и пр.

Деривационные тоннели служат для подвода воды от водохранилища к напорному водоводу станций в тех случаях, когда устройство других типов деривационных сооружений (открытый канал, труба, акведук, лоток и др.) представляется нецелесообразным или невозможным по топографическим, геологическим или технико-экономическим условиям.

Применение деривационного тоннеля обуславливается следующими факторами:

- а) наличие между водохранилищем и зданием станции горного массива, сильно изрезанного рельефа или крутых склонов;
- б) наличие твёрдых и надёжных скальных пород;
- в) технико-экономическая выгодность проведения тоннеля, имеющего обычно меньшую длину, чем канал или труба, которые следуют изгибам рельефа местности;
- г) большая устойчивость и надёжность тоннеля как сооружения, по сравнению с открытым каналом, трубой и другими открытыми деривационными сооружениями в условиях крутых склонов и сейсмичности района.

Деривационный тоннель может быть напорным и безнапорным.

При наличии значительных колебаний уровня водохранилища, вызываемых рывком реки или условиями работы водохранилища, как регулирующего бассейна, забор воды необходимо производить с больших глубин. Тогда деривационный тоннель становится напорным, причём в месте водозабора напор тоннеля определяется заглублением его под наивысшим горизонтом воды в водохранилище.

Безнапорный тоннель, т. е. тоннель со свободной поверхностью воды, применяется при достаточном постоянстве и небольших колебаниях уровня водохранилища, когда представляется возможным производить забор воды непосредственно из верхних его слоёв. В этих случаях водохранилище обычно не имеет большого регулирующего значения (фиг. 268).

Наличие напора, достигающего часто больших размеров (6—7 ат), вызывает необходимость применения особо прочной обделки, конструкция и размеры которой в значительной мере зависят от геологических и гидрогеологических условий залегания тоннеля. С этой точки зрения осуществление напорного

тоннеля представляется целесообразным в ненарушенных и малоподатливых скальных породах; в неблагоприятных же условиях, характеризующихся сильно нарушенными и слабыми породами, осуществление и обеспечение нормальной эксплуатации напорного тоннеля представляют значительные технические трудности, которые могут поставить под сомнение целесообразность применения напорного тоннеля и вызвать необходимость перехода к другому типу деривации: безнапорному тоннелю, открытому каналу, деревянной трубе и т. д., или же совершенно отказаться от использования энергии данного участка водотока.

Выбор между напорным и безнапорным тоннелями должен быть произведен в каждом отдельном случае с учетом схемы регулирования, топографических, геологических, гидрогеологических и прочих условий, играющих роль при решении этого чрезвычайно важного вопроса.



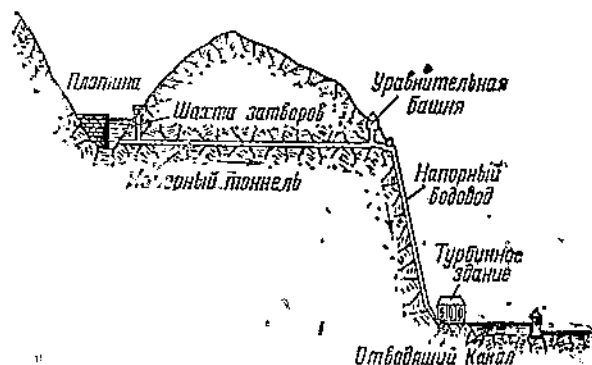
Фиг. 268

Основными сооружениями при деривационном тоннеле являются: а) водоприём, осуществляющий забор воды в тоннель из водохранилища и устраиваемый непосредственно перед входом в тоннель; б) уравнивательная башня или напорный бассейн, располагаемые в нижнем конце тоннеля перед водоводом, подающим воду к турбинам станции (фиг. 269), и устраиваемые для смягчения и выравнивания резких гидравлических явлений, возникающих в упругой системе тоннеля и водовода, в связи с изменением режима работы турбин.

Водоприём, конструктивно и гидравлически сопрягающийся с примыкающими к нему сооружениями головного узла (плотина, отстойный бассейн и др.) и с тоннелем, должен быть снабжён устройствами, регулирующими поступающий в тоннель объём воды и позволяющими закрыть вход в тоннель в случае необходимости его осмотра или ремонта. Такие устройства применяются в виде щитов, клапанов, шандор и др. Для защиты водоприёма от попадания в него плавающих тел и наносов применяются грубые и мелкие решётки и промывные отверстия. Осуществление глубокого водоприёма в напорных тоннелях связано с применением сложных и дорогостоящих сооружений и устройств.

Уравнивательная башня обычно состоит из верхней и нижней камер и соединяющей их шахты. Верхняя камера служит для восприятия гидравлического удара, возникающего при мгновенном выключении турбин, и тем самым предохраняет напорный тоннель от неблагоприятного действия этого удара; нижняя камера образует резервный объём воды, необходимый для поддержания напора в водоводе при выключении турбин. Обычно вся уравнивательная башня с обеими камерами располагается в скальном массиве; в некоторых случаях верхняя камера вскрывается до дневной поверхности.

Напорный бассейн открытого типа применяется в схеме безнапорной деривации (тоннель, канал) и располагается по выходе из деривации перед напорным водоводом. Назначение напорного бассейна заключается в осуществлении удобного в конструктивном и гидравлическом отношении перехода от деривации



Фиг. 269

к напорному водоводу и в размещении сооружений холостого водосброса и запорных приспособлений у водовода.

Гидротехнические тоннели являются самыми дорогими из всех трёх сооружений, назначением которых является подвод или отвод воды, и стоимость их очень часто составляет значительную часть общей стоимости всех сооружений гидротехнического узла или гидроустановки. Поэтому необходимо уделить особое внимание вопросу правильного определения размеров сечения тоннелей.

Размеры сечения тоннеля в основном определяются заданной пропускной способностью его, т. е. величиной расчётного расхода, который может быть обеспечен при различных соотношениях двух главнейших гидравлических элементов — площади живого сечения и уклона. Устройство тоннеля, большого сечения с малым уклоном вызывает большие первоначальные затраты на постройку и соответственно значительные ежегодные эксплуатационные расходы и вместе с тем небольшие потери напора по длине тоннеля, между тем как при небольших размерах сечения первоначальные затраты и ежегодные расходы будут низкие, но зато величина потерь напора значительно возрастёт.

Указанные соображения приобретают особое значение в деривационных тоннелях гидростанций, где потери напора вызывают соответствующие потери выработки энергии, создавая тем самым необходимость учёта их путём применения экономического расчёта сечения деривации. В этом случае экономически наиболее выгодное сечение деривации должно соответствовать наиболее выгодному соотношению указанных выше гидравлических элементов — площади живого сечения и уклона.

При этом роль гидравлического расчёта сводится к определению (на основе гидравлических формул) по заданному расходу сечений тоннеля при различных уклонах (или обратно), из которых затем выбирают экономически наиболее выгодные величины, пользуясь методом экономического расчёта.

Таким образом, при определении размеров сечения деривационных тоннелей гидростанций гидравлические расчёты входят составной частью в общий экономический расчёт сечения. То же в значительной мере относится и к тоннелям для целей водоснабжения.

Иначе обстоит дело в тех случаях, когда характерные для данного тоннеля условия определяют выбор размеров сечения, т. е. когда последние находятся только путём гидравлического расчёта без необходимости экономического обоснования его результатов.

Подобные условия характерны главным образом для судоходных тоннелей, размеры сечений которых определяются, в основном, габаритами и числом пропускаемых судов; то же справедливо и по отношению к водосбросным и строительным тоннелям, осуществляющим сброс определённого расхода воды, который влияет на величину площади живого сечения тоннеля; кроме того, должны быть учтены допускаемые скорости воды и условия конструктивного сопряжения входного и выходного участков тоннеля с примыкающими к ним сооружениями или водотоками. Обычно те же условия характерны также и для тоннелей ирригационных и отводящих.

В приведённых примерах условия работы тоннеля и размеры его сечения определяются одним или несколькими заданными гидравлическими элементами (габариты сечения, уклон тоннеля или скорость воды).

В аналогичных условиях могут находиться иногда и деривационные тоннели гидростанций в тех случаях, когда уклон дна в безнапорных тоннелях (или линия падения напора в напорных тоннелях) устанавливается в определённых пределах, из соображения соблюдения предельных величин скоростей и условий сопряжения с головным сооружением и с напорным бассейном в безнапорных тоннелях и условий сопряжения с водоприёмом и уравнивательной башней в напорных тоннелях.

Гидравлический расчёт гидротехнических тоннелей при равномерном режиме производится по общим формулам гидравлики. Потери напора на трение по длине тоннеля определяются по формуле:

$$h_r = \frac{v^2 L}{C^2 \cdot R}, \quad (207)$$

полученной из формулы Шези:

$$v = C \sqrt{RI}, \quad (208)$$

где v — скорость течения воды в м/сек;

C — коэффициент Шези;

R — гидравлический радиус в м;

I — уклон свободной поверхности безнапорного тоннеля или пьезометрической линии напорного тоннеля;

L — длина тоннеля в м.

Для определения входящего в это выражение коэффициента C имеется ряд формул (Павловского, Гангилье-Куттера, Форхгеймера, Маннинга, Эллиса и др.), которые дают зависимость C от коэффициента шероховатости стенок тоннеля и гидравлического радиуса. Часть из них относится к так называемым квадратичным формулам¹ (Базена, Гангилье-Куттера) и часть — к показательным (Маннинга, Эллиса, Форхгеймера, Павловского), и все они пригодны для определения значения коэффициента C , давая некоторое расхождение в результатах подсчёта как между собой, так и с данными непосредственных измерений скоростей и потерь напора в построенных тоннелях².

Для определения значений коэффициента Шези можно рекомендовать следующие формулы:

1) формула Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^\gamma, \quad (209)$$

где n — коэффициент шероховатости,

$$\gamma = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10);$$

2) полная формула Гангилье-Куттера, применяемая при $I < 0,005$:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}}; \quad (210)$$

3) сокращённая формула Гангилье-Куттера, применяемая при $I \geq 0,0005$:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + 23 \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}; \quad (211)$$

4) формула Форхгеймера:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{0,2}; \quad (212)$$

5) формула Эллиса:

$$C = \frac{1}{n} R^{0,19}; \quad (213)$$

6) формула Маннинга:

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}. \quad (214)$$

¹ Проф. В. Б. Бахметев, О равномерном движении жидкости в каналах и трубах. Ленинград, 1929 г., стр. 6.

² Подробный обзор формул помещён в труде проф. П. Ф. Горбачёва, Формулы скорости течения жидкости. М., 1936 г.

В целях упрощения составления номограмм для гидравлического расчёта в основу принята формула (212), предложенная Форхгеймером.

Выбор этой формулы вызван как простотой её выражения, так и достаточной степенью точности.

2. Очертание профиля безнапорного и напорного тоннелей

Выбор очертания профиля гидротехнических тоннелей находится в зависимости от следующих факторов:

- а) статических условий работы обделки тоннеля;
- б) гидравлических условий работы тоннеля;
- в) условий производства работ.

Влияние первого фактора подробно рассмотрено в гл. VII.

Требования, предъявляемые к поперечному сечению тоннеля из условий его гидравлической работы, сводятся к тому, чтобы тоннель обеспечивал наибольшую пропускную способность при заданном уклоне и наименьшей площади сечения.

Этому условию удовлетворяют предложенные инж. Пернтом корытообразный (фиг. 270) и коробовый (фиг. 271) профили. Глубина заполнения их с учётом образования волн

$$t_{\text{зап}} = 1,7 r, \quad (215)$$

где r — половина наибольшей высоты сечения в свету.

В напорных тоннелях статические условия работы обделки определяются действием на обделку в основном двух нагрузок: внутреннего давления воды и внешнего давления окружающей тоннель породы.

В схеме нагрузок и в напряжениях в обделке главную роль играет внутреннее давление воды, составляющее обычно 75—80% всех нагрузок на обделку и решающее, таким образом, вопрос о наиболее выгодном в отношении нагрузки очертании тоннеля. Поэтому наиболее целесообразным для напорного тоннеля является круговое очертание, в котором обделка воспринимает растягивающие напряжения равномерно по всему контуру круга.

По гидравлическим условиям работы тоннеля круговое очертание профиля также является наиболее выгодным, как обладающее наибольшей пропускной способностью из всех профилей с равновеликой площадью. Некоторые неудобства, вызываемые круговым очертанием при производстве работ по сравнению с обычным коробовым очертанием безнапорного тоннеля, вполне компенсируются перечисленными преимуществами кругового очертания в отношении статических и гидравлических условий работы напорного тоннеля, имеющих решающее значение при его проектировании.

Таким образом, профиль напорного тоннеля обычно принимается круговым, что находит полное подтверждение в практике строительства тоннелей.

3. Гидравлический расчёт безнапорных тоннелей

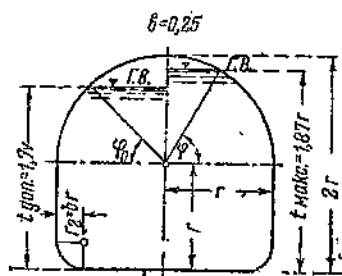
Формула пропускной способности гидротехнического тоннеля при определении величины коэффициента Шези C по Форхгеймеру имеет следующий вид:

$$Q = \omega \cdot C \sqrt{RI} = \frac{1}{n} \cdot \omega \cdot R^{0,7} \cdot I^{0,5}. \quad (216)$$

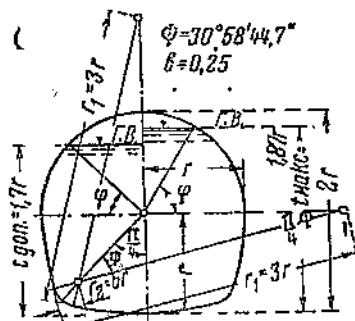
Эту формулу инж. Пернт видоизменил для безнапорного тоннеля следующим образом:

$$Q = P \cdot \frac{1}{n} \cdot r^{2,7} \cdot I^{0,5}, \quad (217)$$

где P — коэффициент, зависящий от величины соотношения $\frac{t}{r}$ (отношения глубины наполнения к полупролёту тоннеля);
 n — коэффициент шероховатости по Гангиле-Куттеру;
 r — полупролёт тоннеля в свету или, что то же, радиус внутреннего верхнего полукруглого очертания профиля;
 I — уклон дна тоннеля.

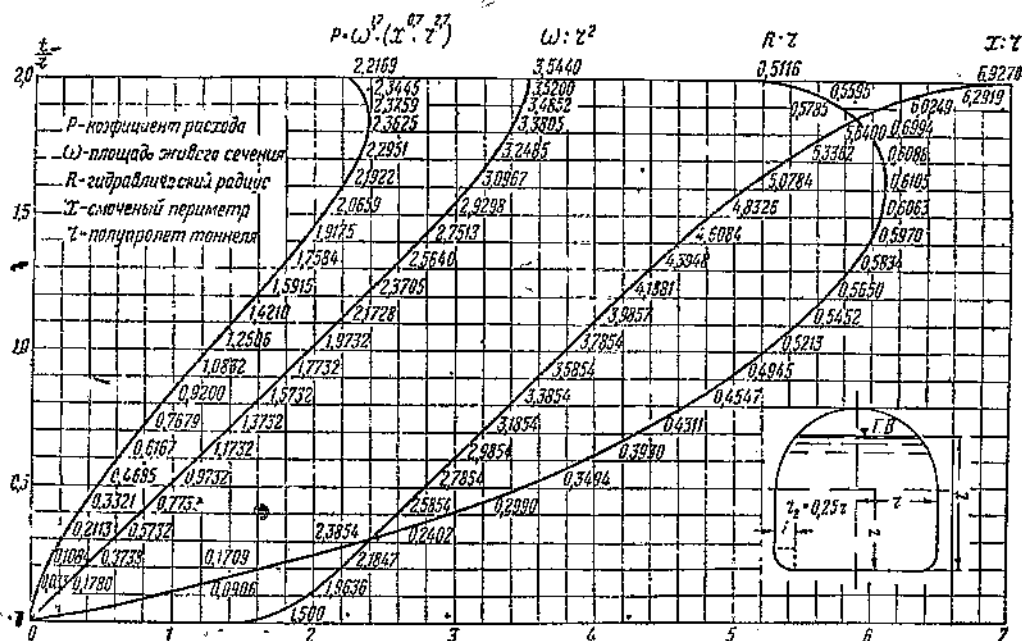


Фиг. 270



Фиг. 271

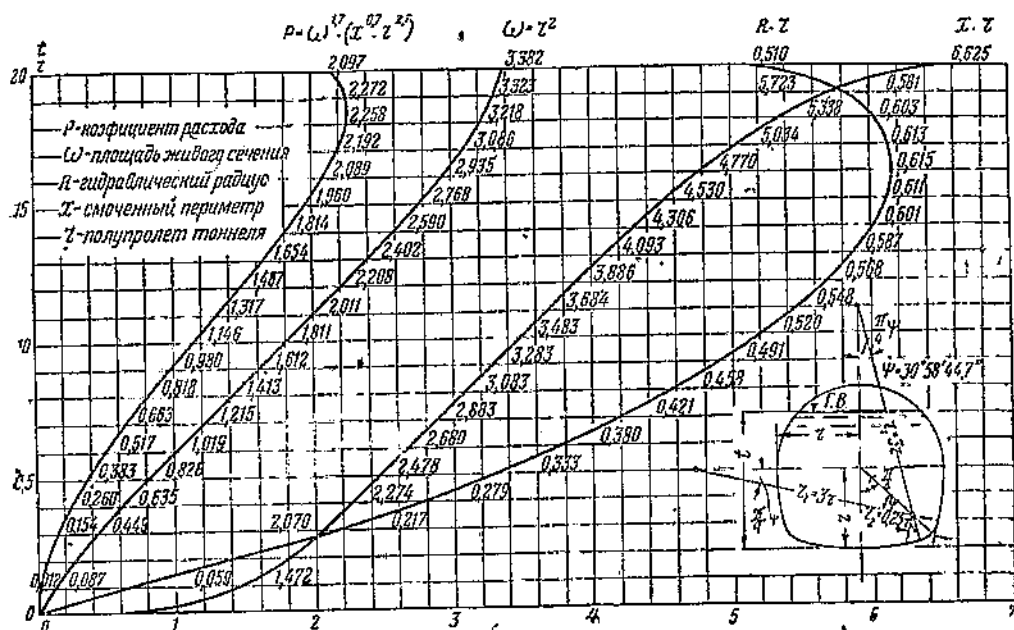
Зависимость коэффициента P от величины $\frac{t}{r}$ для корытообразного и коробового профилей дана на фиг. 272 и 273. Там же даны кривые зависимости от той же величины $\frac{t}{r}$ остальных гидравлических элементов: гидравлического радиуса R (в виде отношения $R:r$), живого сечения ω (в виде отношения $\omega:r^2$) и смоченного периметра x (в виде отношения $x:r$).



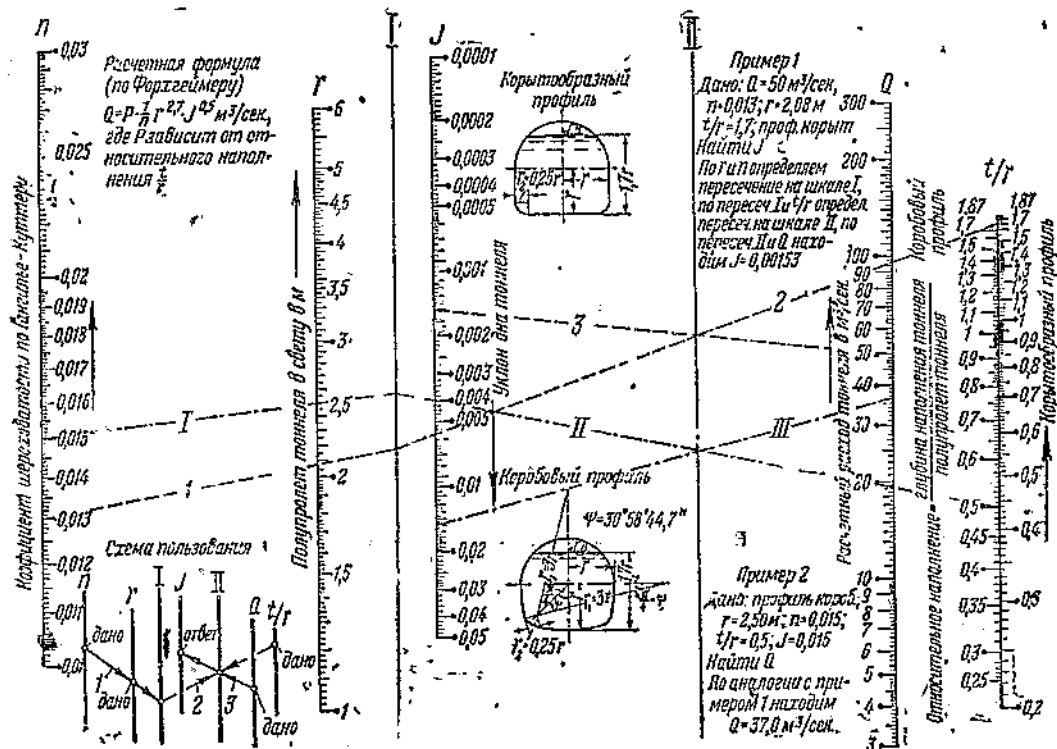
Фиг. 272

Для упрощения гидравлического расчёта безнапорного тоннеля служат две номограммы. Первая (фиг. 274) построена по приведённой выше формуле Форхгеймера—Пернта (217) и даёт определение одной из входящих в формулу величин

при известных остальных; при этом коэффициент P выражен через $\frac{t}{r}$ в соответствии с графиками на фиг. 272 и 273; тем самым формула Форхгеймера—Пернта приведена к виду:



Фиг. 273

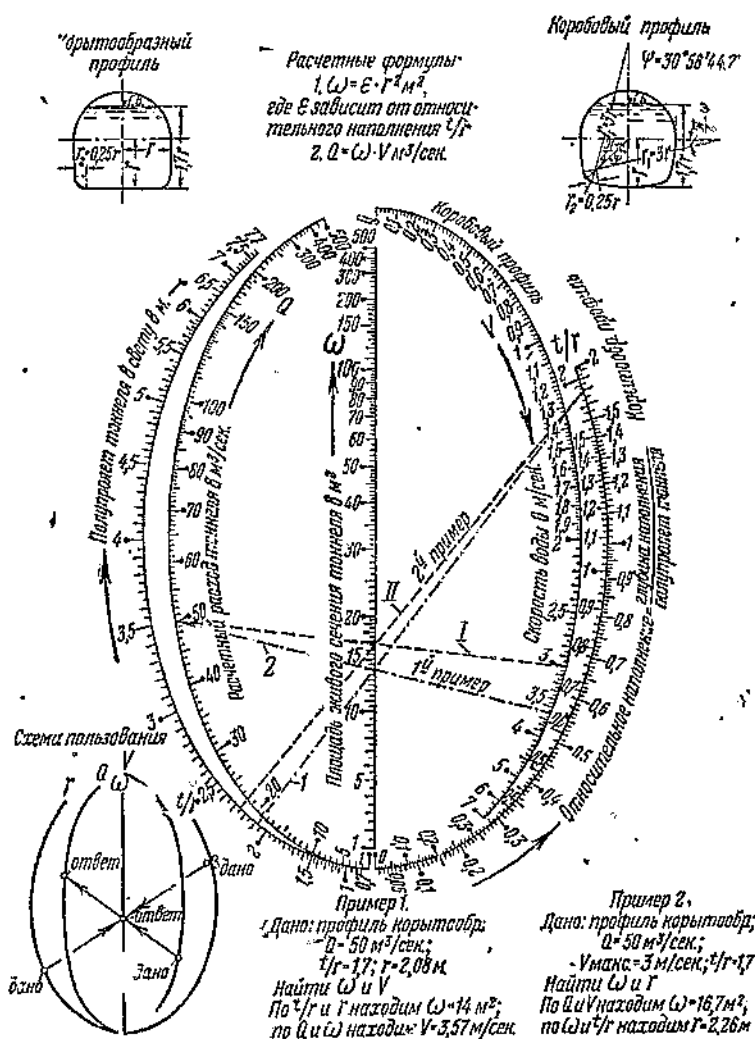


Фиг. 274

$$Q = f \left(\frac{t}{r} \cdot n \cdot I \cdot r \right) \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (218)$$

Вторая номограмма (фиг. 275) служит: а) для определения площади живого сечения тоннеля в зависимости от наполнения $\frac{t}{r}$ и полупролёта r по формуле

$$\omega = \varepsilon \cdot r^2 = f \left(r_1^4 \frac{t}{r} \right) \text{ м}^2, \quad (219)$$



Фиг. 275

где ε — коэффициент, зависящий от величины $\frac{t}{r}$ в соответствии с графиками фиг. 272 и 273;

б) для определения скорости течения воды по формуле

$$Q = \omega \cdot v \text{ м}^3/\text{сек.}, \quad (220)$$

где ω — площадь живого сечения тоннеля;

v — средняя скорость течения воды в живом сечении.

Схема пользования номограммой ясна из приведённых на них примеров.

4. Гидравлический расчёт напорных тоннелей

Для напорного туннеля кругового сечения внутренним радиусом r величины R и ω , входящие в формулу (216), имеют следующие значения:

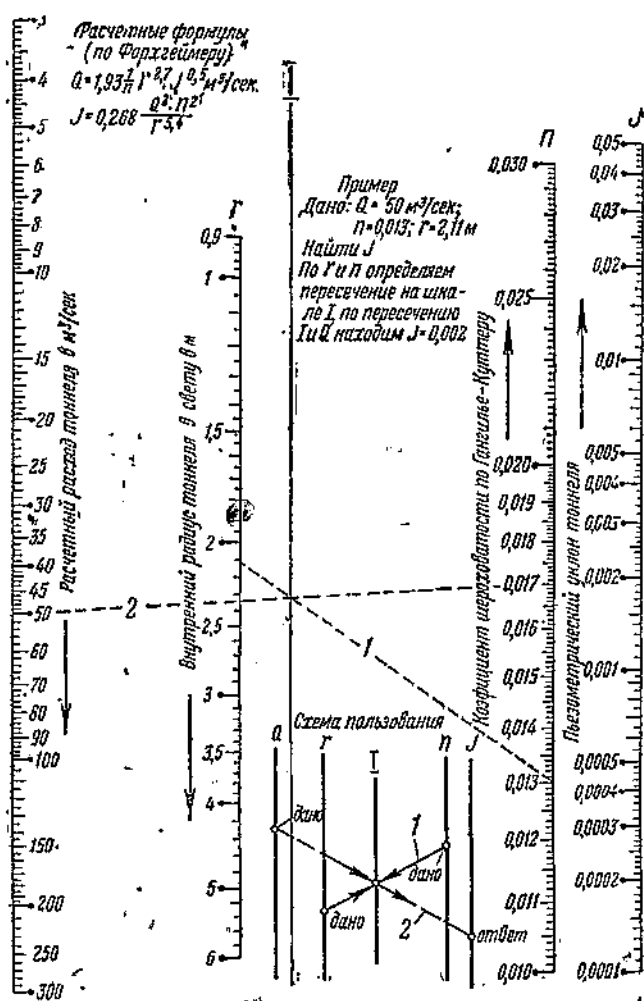
$$R = \frac{r}{9}; \quad \omega = 3,14 \text{ } r^2.$$

Подставив эту величину в формулу (216), получим значение расхода Q и потери напора на трение I :

$$Q = 1,93 \frac{1}{n} r^{2,7} \cdot I^{0,5}. \quad (221)$$

$$I = 0,268 \cdot \frac{Q^2 \cdot n^2}{r^{5,4}}, \quad (222)$$

где n — коэффициент шероховатости по Гангиле-Куттеру.



Фиг. 276

Для удобства и ускорения расчетов по формулам (221) и (222) построена номограмма (фиг. 276). Схема пользования пояснена примером.

Коэффициенты сопротивлений для подсчёта потерь напора ¹

Наименование сопротивления	Формула потери напора	Значения коэффициентов	Наименование расчётных величин																
Вход в тоннель:																			
а) без скругления кромки входа	$h_r = \zeta \frac{v_0^2}{2g}$	$\zeta = 0,5$	v_0 — скорость воды у входа в тоннель																
б) при плавном скруглении	То же	$\zeta = 0,04 \div 0,10$																	
Решётка (мелкая), формула Киршмера	$h_r = \zeta \frac{v_1^2}{2g}$	$\zeta = \beta \left(\frac{s}{b} \right)^4$	v_1 — скорость воды перед решёткой β — коэффициент, зависящий от формы стержней, при прямоугольном $\beta = 2,42$, при круглом $\beta = 1,79$, s — толщина стержня, b — расстояние между стержнями в свету																
Резкий поворот	$h_r = \zeta \frac{v^2}{2g}$	$\zeta = 0,9457 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2,047 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	θ — угол поворота v — скорость воды в тоннеле																
Плавное закругление	$h_r = \zeta \frac{v^2}{2g}$	$\zeta = 90^\circ \left[0,131 + 0,163 \left(\frac{d}{R} \right)^{3,5} \right]$	90° — половина центрального угла закругления R — радиус закругления d — диаметр тоннеля v — скорость воды в тоннеле																
Внезапное расширение	$h_r = \zeta \frac{v^2}{2g}$	$\zeta = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^2$	ω_1 — сечение тоннеля до расширения ω_2 — сечение тоннеля после расширения v_1 — скорость воды в тоннеле до расширения																
Внезапное сужение	$h_r = \zeta_c \frac{v_2^2}{2g}$	<table border="1"> <tr> <td>$\frac{\omega_2}{\omega_1}$</td> <td>0,01</td> <td>0,02</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>ζ_c</td> <td>0,50</td> <td>0,43</td> <td>0,34</td> </tr> <tr> <td>$\frac{\omega_2}{\omega_1}$</td> <td>0,6</td> <td>0,8</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>ζ_c</td> <td>0,25</td> <td>0,15</td> <td>0</td> </tr> </table>	$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,01	0,02	0,4	ζ_c	0,50	0,43	0,34	$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,6	0,8	1,0	ζ_c	0,25	0,15	0	ω_1 — сечение тоннеля до сужения ω_2 — сечение тоннеля после сужения v_2 — скорость воды в тоннеле после сужения
$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,01	0,02	0,4																
ζ_c	0,50	0,43	0,34																
$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,6	0,8	1,0																
ζ_c	0,25	0,15	0																

¹ Егизаров, Гидроэлектрические силовые установки, ч. 2-я, ГИТИ, 1931, стр. 52; Павловский, Гидравлический справочник. Ленинград, 1924, стр. 92.

Пользуясь приведёнными выше графиками и номограммами (фиг. 272—276), можно произвести главнейшие гидравлические расчёты по определению расхода, уклона (потери напора на трение), глубины наполнения, скорости и пр.

Потери напора на трение обычно составляют значительную часть (90—95%) всех потерь напора по длине тоннеля.

5. Местные потери напора

Местные потери напора в тоннелях (на вход, в решётках, на поворотах и закруглениях и др.) при предварительных подсчётах можно принимать суммарно по всему тоннелю в размере 5—10% от потерь напора на трение.

При необходимости уточнения расчётов местные потери напора определяются по общепринятым формулам гидравлики.

В табл. 47 сведены коэффициенты для подсчёта потерь напора при прохождении наиболее часто встречающихся в напорных тоннелях сопротивлений.

6. Выбор расчётной величины коэффициента шероховатости

Величина коэффициента шероховатости n зависит в основном от типа водовода и состояния поверхности смоченного периметра его.

Так как при проектировании представляется затруднительным точно оценить будущее состояние внутренней поверхности водовода, то при назначении расчётной величины коэффициента шероховатости приходится опираться на имеющиеся данные по определению шероховатости построенных и эксплуатируемых водоводов с учётом типа водовода, его размеров, материала обделки и условий эксплуатации. При этом следует иметь в виду, что за время службы водовода состояние его внутренней поверхности может подвергнуться значительным изменениям, происходящим от загрязнения, наносов, конструктивных недостатков и т. п.

Для деривационных тоннелей с обычно применяемой обделкой из бетона, в некоторых случаях покрываемого слоем торкрета или штукатурки, могут быть использованы имеющиеся в литературе данные о коэффициенте шероховатости, основанные на результатах опытных исследований и широко применяемые на практике¹.

Для бетонных труб и напорных тоннелей, облицованных бетоном, по данным Кригера², большая пропускная способность достигается при наличии следующих условий:

- а) плотного, хорошо смешанного бетона с богатым содержанием цемента;
- б) достаточно прочной опалубки, сохраняющей форму под давлением влажного бетона и не сотрясающейся при остуживании;
- в) покрытия поверхности форм металлическими листами, смазанными маслом, с возможно меньшим числом стыков;
- г) достаточного количества опалубки, обеспечивающего хорошее твердение бетона до её снятия.

При этих условиях Кригер рекомендует следующие значения величины C_1 , входящей в формулу Хазена-Вилльямса (табл. 48):

$$v = 0,85 \cdot C_1 \cdot R^{0,63} \cdot I^{0,54} \quad (223)$$

Отступление от вышеприведённых факторов производства работ увеличивает шероховатость и снижает пропускную способность тоннеля; этому особенно способствуют следующие условия производства работ: деревянная опалубка, щели-

Таблица 48

Качество отделки внутренней поверхности	C_1	Коэффициент шероховатости
		n
Тщательная	150	0,0096—0,0112
Средняя	140	0,0102—0,0120
Грубая	120	0,0118—0,0138

¹ Н. Павловский, Гидравлический справочник, 1924 г. И. Егiazаров, Гидроэлектрические силовые установки, ч. 2-я, 1931 г., стр. 183.

² Кригер и Джестин, Гидроэлектрический справочник, т. I, Энергоиздат, 1937 г.

между досками, небольшое оседание или искривление опалубки и неровность в установке её.

При этих условиях Кригер рекомендует следующие значения C_1 (табл. 49).

Таблица 49		
Качество отделки внутренней поверхности	C_1	Коэффициент шероховатости
		n
Тщательная	130	0,0110—0,0129
Средняя	120	0,0118—0,0138
Грубая	90	0,0155—0,0182
	и ниже	и более

При этом Кригер указывает, что, если после удаления опалубки на внутренней поверхности тоннеля обнаруживаются неровности, большие чем обычная поверхностная шероховатость, то путём сглаживания этих неровностей, заполнения раковин и выравнивания при помощи жирного раствора можно величину C_1 увеличить (и соответственно n уменьшить) на 8—15%.

В табл. 50 и 51 приведены нормы коэффициентов шероховатости, рекомендуемые для применения в проектах водоводов, в том числе безнапорных и напорных тоннелей.

7. Геометрический уклон тоннеля

В безнапорном тоннеле по аналогии с открытыми каналами геометрический уклон (уклон дна) является в то же время и гидравлическим уклоном, определяющим потери напора на трение по длине водовода. В связи с этим данные о геометрическом уклоне и сечении тоннеля являются достаточными для определения пропускной способности тоннеля, наимыгоднейшее же соотношение уклона и сечения выбирается по экономическим соображениям.

В напорном тоннеле геометрический уклон не связан с гидравлическим и не имеет влияния на потери напора и пропускную способность. Основное требование, которому должен удовлетворять геометрический уклон напорного тоннеля, заключается в том, чтобы при наиболее неблагоприятных условиях пьезометрическая линия (линия гидравлического уклона) была с некоторым запасом выше шельги свода тоннеля по всей его длине от входа до уравнильной башни.

Более низкое положение пьезометрической линии может вызывать попадание в тоннель воздуха и связанные с этим неблагоприятные явления: увеличиваются потери напора, при дальнейшем наполнении тоннеля выход воздуха происходит при явлениях значительного сотрясения, удара и т. д.

Определение геометрического уклона напорного тоннеля производится исходя из следующих условий, определяющих наиболее близкое к тоннелю положение пьезометрической линии и наибольший уклон её $I_{\max}$:

а) наиминизший горизонт воды у водоприёмника перед входом в тоннель (н. н. г. в.);

б) наибольший расход воды $Q_{\max}$;

в) возможно наибольший коэффициент шероховатости $n_{\max}$.

Наибольший уклон пьезометрической линии определяется по формуле¹:

$$I_{\max} = 0,268 \frac{Q_{\max}^2 \cdot n_{\max}^2}{r^{5,4}}, \quad (224)$$

где r — внутренний радиус тоннеля.

Минимальное превышение пьезометрической линии над шельгой свода тоннеля в начале и в конце его (при отсутствии нижней камеры уравнильной башни) назначается в зависимости от размеров тоннеля и его гидравлического режима и обычно принимается не менее внутреннего радиуса тоннеля.

При наличии нижней камеры уравнильной башни в конце тоннеля должно быть обеспечено достаточное превышение пьезометрической линии над шельгой свода нижней камеры для обеспечения её затопления².

¹ См. выше, формулу (222).

² При невыполнении этого условия может иметь место недостаточное заполнение или полное опорожнение нижней камеры при указанных выше условиях (н. н. г. в., $Q_{\max}$ и $n_{\max}$) и, следовательно, выпадение её из работы для надобностей ГЭС.

Значения коэффициентов шероховатости n для безнапорных водоводов

№ п/п	Характеристика поверхности водовода	Значения n			Примечания
		среднее	максимальное	минимальное	
1	Безнапорные водоводы в необлицованной скле а) Безнапорные тоннели в средних условиях, стенки сглажены путём удаления выступов скалы б) Безнапорные тоннели в неблагоприятных условиях—весьма неровная скальная поверхность, малый перебор против проектного профиля	0,030 0,040	0,033 0,045	0,025 —	1. Данные условия индивидуальны; поэтому приведённые значения даются лишь для ориентировки 2. Наличие отложенных наносов понижает коэффициент шероховатости
2	Безнапорные водоводы в частично облицованной скле а) При торкретировании или штукатурке скалы, без устройства лотка в нижней части сечения б) При устройстве лотка в нижней части сечения и чистичной штукатурке скалы	0,030 0,023	— —	0,022 0,019	
3	Безнапорные водоводы с простой бетонной облицовкой без штукатурки и затирки а) При гладком бетоне, получающемся при хорошей строганой сплочённой опалубке, без выступов и впадин б) При шероховатом бетоне, появившем на себе следы опалубки (впадины, отпечатки) вследствие неплотной пригонки досок опалубки, а также тип 3-а при отложении гравия и песка на дне	0,014 0,016	0,015 0,018	0,013 0,015	Данные условия индивидуальны; приведённые значения даются лишь для ориентировки При наличии мха (без наносов) коэффициент шероховатости увеличивается на 0,002
4	Безнапорные водоводы с бетонной обработанной, оштукатуренной или заглаженной облицовкой а) При высоком качестве работ чистая цементная штукатурка и безукоризненно заглаженная поверхность б) При хорошем качестве работ поверхность сглажена и выровнена, швы расширения заглажены	0,011 0,012	— 0,013	0,010 0,011	
5	Безнапорные водоводы с торкретированной поверхностью а) При тщательной затирке проволоночной стальной щёткой и тщательном заглаживании б) При затирке проволоночной стальной щёткой и недопущении схватывания «откосов» торкрета с облицовкой в) Обычный торкрет без принятия специальных мер	0,013 0,018 0,019	0,015 — 0,023	0,012 0,016 —	

Значение коэффициентов шероховатости n для напорных водоводов

Тип №	Характеристика поверхности водовода	Значения n			Примечания
		сред- нее	максим- аль- ное	мини- маль- ное	
1	2	3	4	5	6
1	Напорные водоводы в необлицованной скале				1. Данные условия индивидуальны; поэтому приведенные значения дают лишь ориентировку 2. Наличие отложений наносов понижает коэффициент шероховатости
	а) Средние условия — стенки сглажены путём удаления выступов скалы	0,030	0,033	0,025	
	б) При неблагоприятных условиях — весьма неровная скальная поверхность, малый перебор против проектного профиля	0,040	0,045		
2	Напорные водоводы в частично облицованной скале				Данные условия индивидуальны; приведенные значения дают лишь ориентировку
	При торкретировании или штукатурке скалы или облицовке части смоченного периметра . .	0,030	—	0,022	
3	Железобетонные и бетонные напорные водоводы (тоннели и трубы) без штукатурки				
	а) При обычном способе производства работ и деревянной опалубке	0,013	0,014	—	
	б) При недостаточно тщательном производстве работ (следы швов на облицовке) вследствие просадки досок опалубки и пр.	0,016	0,017	—	
	в) При металлических весьма гладких формах (или опалубке)	0,012	—	—	
4	Железобетонные и бетонные напорные водоводы (тоннели и трубы) с затёртой и заглаженной штукатуркой в зависимости от качества работы	0,012	0,014	0,010	
5	Железобетонные и бетонные напорные водоводы (тоннели и трубы) с торкретным слоем				
	а) При тщательной затирке проволочной стальной щёткой при тщательном заглаживании . . .	0,013	0,015	0,012	
	б) При затирке проволочной стальной щёткой и недопущении схватывания «отскоков» торкрета с облицовкой	0,018	—	0,016	
	в) Торкретный слой нанесён тщательно, но не затёрт и не заглажен	0,019	0,023	—	

В этом случае минимальное превышение пьезометрической линии над шельгой свода тоннеля должно быть:

$$\Delta h_{н.к} = r_{н.к} + 2r_{н.к} + \Delta = 3r_{н.к} + \Delta, \quad (225)$$

где $r_{н.к}$ — превышение пьезометрической линии над нижней камерой;

$2r_{н.к}$ — диаметр нижней камеры;

Δ — превышение нижней камеры над тоннелем (фиг. 277—278).

Задавшись этим условием, можно составить следующие уравнение:

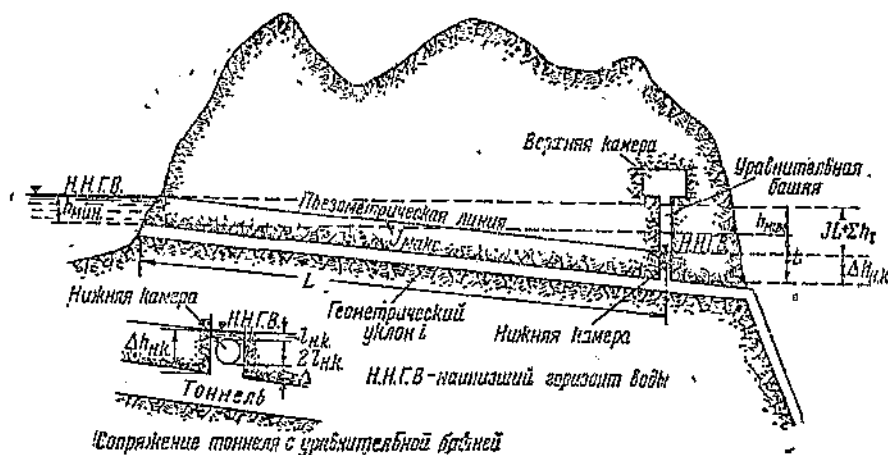
$$h_{мин} + iL \geq I_{макс} \cdot L + \sum h_{r, макс} + \Delta h_{н.к}, \quad (226)$$

где $h_{мин}$ — заложение шельги свода тоннеля под наинизшим горизонтом воды у входа в тоннель (н. н. г. в.);

i — геометрический уклон тоннеля;

L — длина тоннеля (до уравнительной башни);

$I_{макс}$ — наибольший пьезометрический уклон при наибольших расходе $Q_{макс}$ и коэффициенте шероховатости $n_{макс}$;



Фиг. 277—278

$I_{макс}L$ — наибольшие потери напора на трение по длине тоннеля (до уравнительной башни);

$\sum h_{r, макс}$ — сумма наибольших местных потерь напора в тоннеле при наибольшем расходе (на вход в решётках, на поворотах, на выход и т. д.); при предварительных подсчётах $\sum h_r$ принимается суммарно по всему тоннелю в размере 5—10% от потерь напора на трение по длине тоннеля;

$\Delta h_{н.к}$ — заданное превышение пьезометрической линии над шельгой свода тоннеля у уравнительной башни (с учётом затопления нижней камеры).

Из уравнения (226) выводится следующее выражение для определения геометрического уклона тоннеля:

$$i \geq I_{макс} - \frac{h_{мин} - \sum h_{r, макс} - \Delta h_{н.к}}{L}, \quad (227)$$

а по подстановке выражения $I_{макс}$ из уравнения (227):

$$i \geq 0,268 \frac{Q_{макс}^2 \cdot n_{макс}^2}{r^{5,4}} - \frac{h_{мин} - \sum h_{r, макс} - \Delta h_{н.к}}{L}. \quad (228)$$

Для предварительных подсчётов принимаем

$$\sum h_{r, макс} = 0,1 \cdot I_{макс} \cdot L,$$

откуда

$$i \geq 1,1 \cdot I_{\text{макс}} - \frac{h_{\text{мин}} - \Delta h_{\text{н.к.}}}{L}; \quad (229)$$

$$i \geq 0,3 \frac{Q_{\text{макс}}^2 \cdot n_{\text{макс}}^2}{r^{5,4}} - \frac{h_{\text{мин}} - \Delta h_{\text{н.к.}}}{L}. \quad (230)$$

Величина внутреннего радиуса r должна быть предварительно определена на основе экономического расчёта, излагаемого ниже (§ 47).

Знак $\geq$ означает, что выведенные выражения геометрического уклона определяют наименьшую его величину и, следовательно, допускаемое наивысшее заложение тоннеля. Это представляется выгодным в отношении статических условий работы тоннеля; однако в отдельных случаях, по условиям гидравлического режима работы тоннеля и уравнильной баппи, или же в связи с конструктивным сопряжением тоннеля с трубой, встречается надобность в некотором увеличении геометрического уклона тоннеля против исчисленного по приведённым формулам; обычно это увеличение уклона не превышает 10—15%.

§ 47. ЭКОНОМИЧЕСКИЕ РАСЧЁТЫ

1. Метод и формулы экономического расчёта

Применение экономического расчёта для определения наивыгоднейшего сечения тоннеля, как было указано выше, имеет особенно большое значение для деривационных тоннелей гидроустановок и потому является обязательным для этих сооружений.

Указанные расчёты нередко применяются и при выборе размеров тоннелей для водоснабжения.

Значительно реже возникает необходимость в экономическом обосновании выбора размеров других типов гидротехнических тоннелей, устанавливаемых обычно из анализа данных гидравлического расчёта и конструктивных соображений. Так, например, иногда требуется выбрать размер сечения строительного тоннеля из условия нахождения экономически наивыгоднейшего соотношения между диаметром тоннеля и его уклоном и высотой, а, следовательно, и стоимостью верховой перемычки. Иногда приходится применять также экономический расчёт при обосновании размеров ирригационных тоннелей, с выбором наивыгоднейшей комбинации между поперечными размерами и уклоном тоннеля и канала при осуществлении подводящих сооружений ирригационной системы.

Экономический расчёт деривационных сооружений гидроэлектростанций имеет точно установленный порядок, а потому для выбора экономически наивыгоднейших размеров деривационных тоннелей гидроустановок можно вывести расчётные формулы и для облегчения работы проектировщика номографировать их. Экономический же расчёт других типов гидротехнических тоннелей имеет индивидуальный характер и не может быть уложен в стандартные формулы. Поэтому в дальнейшем изложении экономические расчёты рассмотрены только в применении к деривационным тоннелям гидроэлектростанций.

Применяемый метод экономического расчёта деривационных сооружений гидроэлектростанций заключается в нахождении минимума суммы ежегодных эксплуатационных расходов по деривационному сооружению и стоимости энергии, теряемой ежегодно вследствие наличия в деривации потерь напора на трение.

Вводя обозначения:

s — себестоимость 1 kвт-ч на шинах генераторов;

$s_{\text{зад}}$ — предельно рентабельная (заданная) себестоимость 1 kвт-ч на шинах генераторов;

s_1 — ежегодные эксплуатационные расходы по тоннелю;

$\varepsilon_{\text{пот}}$ — потеря выработки энергии на трение в тоннеле;

$s_2 = s_{\text{зад}} \cdot \varepsilon_{\text{пот}}$ — себестоимость потерь энергии, получаем:

$$\Sigma s = s_1 + s_2 = s_1 + s_{\text{зад}} \cdot \varepsilon_{\text{пот}}. \quad (231)$$

Для нахождения минимума суммы $s_1 + s_2$ берём первую производную этой суммы по параметру внутреннего сечения тоннеля, т. е. по полупролёту безнапорного тоннеля или по радиусу напорного тоннеля, и приравняем её нулю:

$$\frac{d(s_1 + s_2)}{dr} = \frac{ds_1}{dr} + s_{зад} \frac{d\epsilon_{ном}}{dr} = 0, \quad (232)$$

Решение уравнения (232) даёт нам величину экономически наимыгоднейшего полупролёта (радиуса) тоннеля.

Для корытообразного профиля безнапорного тоннеля:

$$r_{экон} = 0,487 \sqrt[7.4]{\frac{Q^3 \cdot T \cdot s_{зад}}{m}}; \quad (233)$$

для коробового профиля безнапорного тоннеля:

$$r_{экон} = 0,496 \sqrt[7]{\frac{Q^3 \cdot T \cdot s_{зад}}{m}}; \quad (234)$$

для кругового профиля напорного тоннеля:

$$r_{экон} = 1,77 \sqrt[7.4]{\frac{Q^2 \cdot s_{зад}}{m}}. \quad (235)$$

При пользовании формулами (233), (234) и (235) надо иметь в виду следующее:

1) Q обозначает расчётный максимальный расход деривации в $\text{м}^3/\text{сек}$ при предельно допусаемом наполнении тоннеля $\frac{t}{T} = 1,7$;

2) $T = 8760 \frac{Q_{\text{средн. использ.}}}{Q_{\text{расч. максим.}}}$ — число часов работы ГЭС в году, соответствующее $Q_{\text{расч. максим.}}$;

3) $s_{зад}$ является заданной (предельно рентабельной) стоимостью 1 $\text{квт} \cdot \text{ч}$ на шинах генераторов, и определение её должно явиться в каждом отдельном случае предметом специального исследования¹.

4) m обозначает стоимость 1 м^2 сечения тоннеля.

По формулам (233) и (234) для безнапорного и (235) для напорного тоннелей построены номограммы (фиг. 279 и 280), схемы пользования которыми пояснены приведёнными на них примерами. Числовое значение m (модуля стоимости тоннеля) определяется из номограмм (см. ниже).

2. Определение модуля стоимости тоннеля

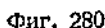
В общем виде модуль стоимости тоннеля выражается формулой:

$$m = \frac{V_1 \cdot a + V_2 \cdot b}{\Omega}, \quad (236)$$

где V_1 — объём работ по выемке породы в м^3 ;
 a — полная стоимость 1 м^3 выемки породы со всеми начислениями, включая расходы по временному креплению, водоотливу и пр., отнесённые на 1 м^3 выемки;
 V_2 — объём работ по кладке обделки в м^3 ;
 b — полная стоимость 1 м^3 кладки обделки со всеми начислениями, включая расходы по установке кружал и опалубки, установке арматуры, торкретированию, инъекции, дренажу и пр., отнесённые на 1 м^3 кладки;
 Ω — площадь внутреннего сечения тоннеля.

¹ Егизаров, Гидроэлектрические установки, ч. 1-я, изд. 1934 г., стр. 300 — 400.

Безнапорные тоннели. Обделка тоннеля принята условно приведенной средней и одинаковой по всему контуру профиля толщины Δ .

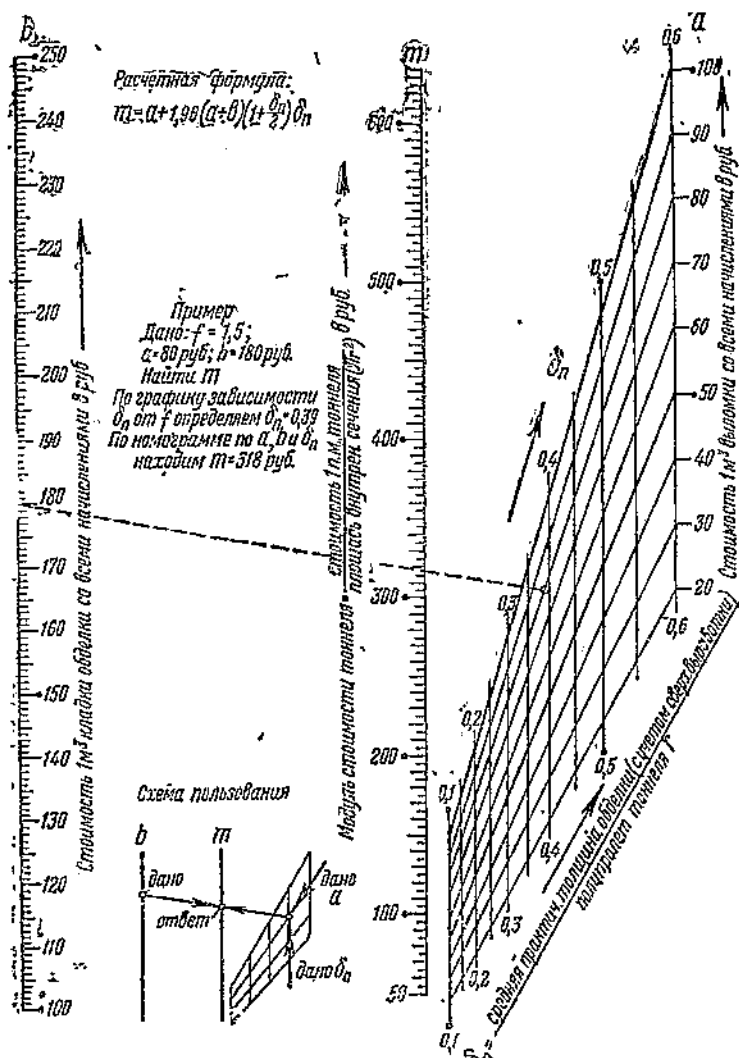


Вводим величину отношения толщины обделки к полупролёту тоннеля

$$\delta = \frac{\Delta}{r}$$

Модуль стоимости тоннеля после преобразования:

$$m = a + 1,96(a + b) \left(1 + \frac{\delta}{2} \right) \cdot \delta, \quad (237)$$



Фиг. 281

Проводя подобные вычисления для тоннеля коробового профиля, получаем для модуля стоимости выражение, совершенно аналогичное выведенному для корытообразного профиля.

Напорные тоннели. В тоннеле кругового очертания с внутренним радиусом r и толщиной обделки Δ модуль стоимости тоннеля:

$$m = (\delta + 1)^2 \cdot a + [(\delta + 1)^2 - 1] \cdot b. \quad (238)$$

По формулам (237) и (238) для безнапорного и напорного тоннелей построены номограммы (фиг. 281 и 282), схемы пользования которыми пояснены примерами, приведёнными на номограммах.

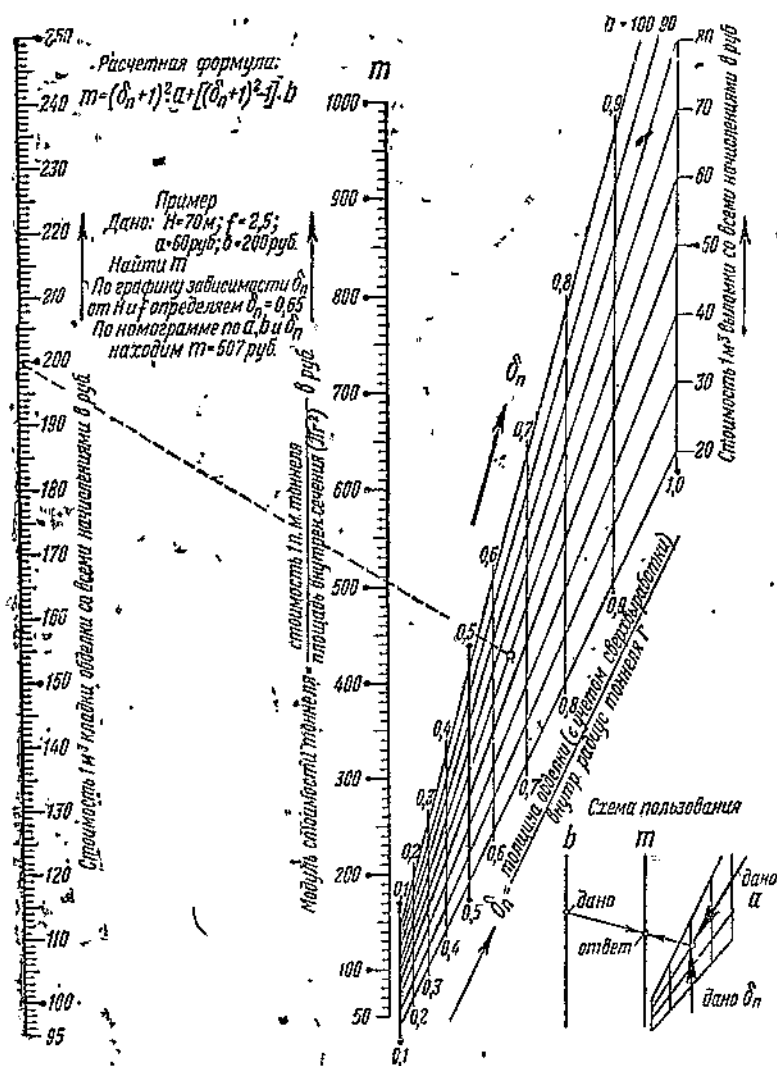
Численное значение модуля m зависит от следующих данных:
 a и b — стоимости работ по тоннелю,
 δ — отношения толщины обделки к полупролёту (или радиусу) тоннеля.

Назначение численных величин a и b обычно не представляет затруднений и производится в соответствии с расценками на работы, применяемыми в районе сооружения рассматриваемого тоннеля, учитывая при этом специфические особенности условий тоннельных работ; эти условия, как правило, находят отражение в удорожании тоннельных работ по сравнению с аналогичными работами, производимыми открытым способом.

Наиболее удобным и целесообразным является применение величин a и b ,

тых по сопоставлению с реальными данными о стоимости гидротехнического или железнодорожного тоннеля, построенного в районе проектируемой ГЭС.

В средних условиях стоимость 1 м³ выемки породы колеблется около 60—80 руб. и стоимость 1 м³ кладки обделки около 150—200 руб. При этом следует ориентироваться, главным образом, на новейшие данные о стоимости тоннелей, построенных или строящихся на основе новых норм, учитывающих достижения стахановцев.



Фиг. 282

Необходимо отметить, что в общем случае стоимость тоннельных работ находится в зависимости от размеров поперечного сечения тоннеля, а именно стоимость работ увеличивается с уменьшением сечения тоннеля, что особенно сказывается при переходе через минимум в отношении удобства производства работ (приблизительно 2,0 м).

Однако, пренебрегая сравнительно небольшим влиянием размеров сечения тоннеля на стоимость работ, можно в предварительных расчетах принимать величины a и b не зависящими от размеров поперечного сечения тоннеля.

Сложнее обстоит вопрос с назначением величины δ (отношения толщины обделки к радиусу или полупролёту тоннеля), предшествующим выбору сече-

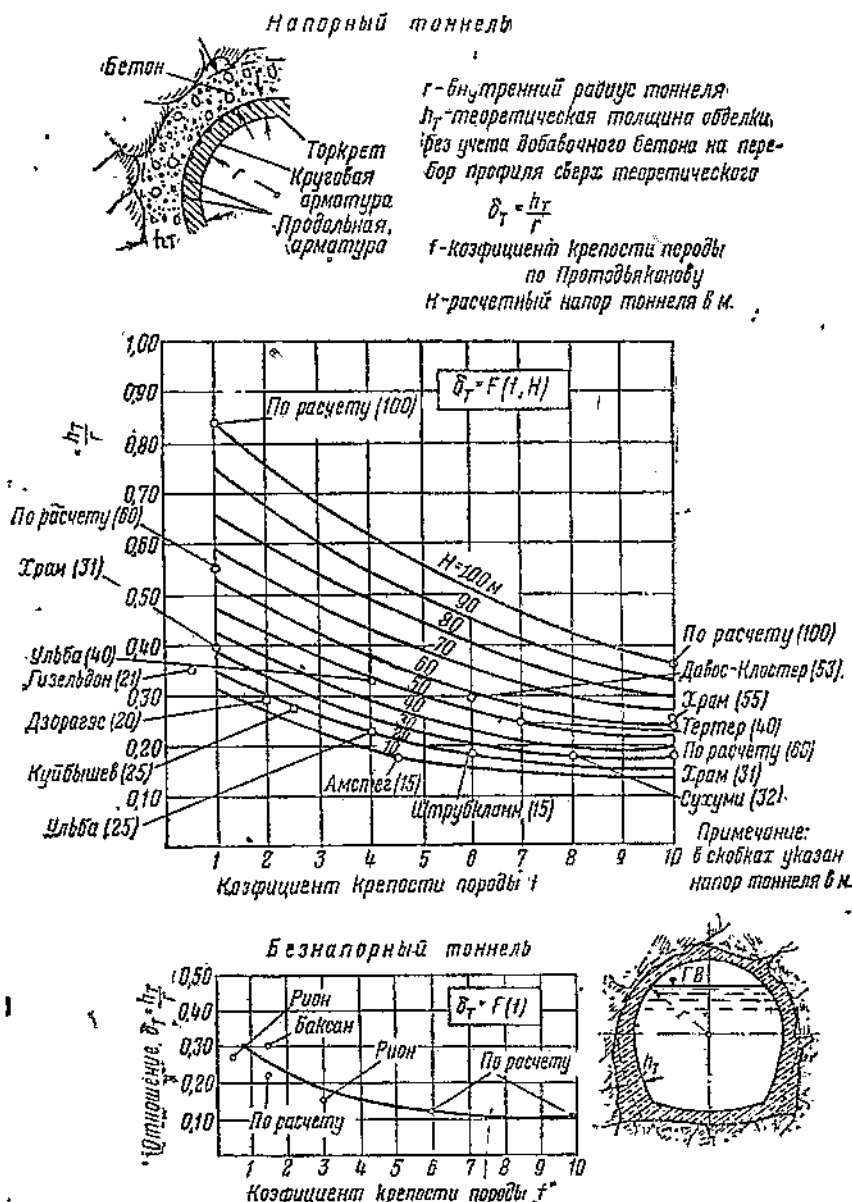
ния тоннеля. Как показывают результаты проектирования ряда тоннелей, в напорных тоннелях величина отношения δ зависит в основном от напорности тоннеля и характера породы; эта зависимость может быть выражена следующим образом:

$$\delta = \varphi_1(H, f, k), \quad (239)$$

где H — напор тоннеля;

f — коэффициент крепости породы по Протодюканову;

k — коэффициент упругого отпора породы.



Фиг. 283

Оба указанных свойства породы — крепость и упругий отпор — находятся между собой в некоторой функциональной зависимости, как это явствует из результатов исследований, произведённых в ряде тоннелей для изучения свойств пройденных пород, а именно

$$k = \varphi_2(f).$$

Таким образом, можно принять

$$\delta = \varphi_3(H, f). \quad (240)$$

В безнапорных тоннелях можно пренебречь влиянием упругих свойств породы, сказывающихся в сравнительно незначительной степени на работе обделки тоннеля; поэтому для безнапорных тоннелей можно принять приближённо

$$\delta = \varphi_4(f). \quad (241)$$

Степень точности определения δ должна соответствовать точности, принимаемой для всех остальных величин, входящих в формулу экономически наиболее выгоднейшего сечения тоннеля и, как видно из вышеизложенного, может быть ограничена пределами 5—7%.

Вследствие этого применён эмпирический метод построения кривых зависимостей δ от напора и коэффициента крепости [формулы (240) и (241)]. На основе большого числа данных из практики постройки и проектирования напорных и безнапорных тоннелей СССР и заграничных построены графики указанных зависимостей (фиг. 283).

Данные о тоннелях приведены в табл. 52.

Таблица 52

Данные о теоретической толщине обделки h_{mT} и величине δ_m по ряду напорных и безнапорных тоннелей (без учёта добавочного бетона на переработку профиля сверх теоретического)

Наименование тоннеля	Напор H в м	Коэффициент крепости породы f	Внутр. радиус тоннеля r в м	Теор. толщина обделки h_m в м	$\delta_m = \frac{h_m}{r}$	Примечание
I. Напорные тоннели						
Цзорагетская ГЭС	20	2	1,60	0,48	0,30	Данные строительства
Куйбышевская »	25	2,5	3,00	0,80	0,27	Проект
Ульбинская »	25	4	1,50	0,35	0,23	Данные строительства
» »	40	4	1,50	0,50	0,33	» »
Храмская ГЭС	31	1	1,60	0,65	0,40	» »
» »	55	10	1,60	0,40	0,25	» »
» »	31	10	1,60	0,30	0,19	» »
Гизельдонская ГЭС	21	0,5	1,75	0,40	0,34	» »
Тергерская ГЭС	40	7	1,80	0,45	0,25	Проект
По расчёту	60	1	1,75	0,97	0,55	Данные строительства
» »	60	10	1,75	0,43	0,24	Литературные данные
Сухумская ГЭС	32	8	1,15	0,21	0,18	» »
Давос-Клостер	53	6	0,97	0,30	0,30	» »
Амстер	15	4÷5	1,40	0,25	0,18	Данные строительства
Штрубкламм	15	6	1,05	0,20	0,19	» »
По расчёту	100	1	2,00	0,68	0,84	» »
» »	100	10	2,00	0,75	0,37	» »
II. Безнапорные тоннели						
Баксанская ГЭС	—	1,5	2,00	0,60	0,30	
По расчёту	—	1,5	1,75	0,38	0,22	
» »	—	6	1,75	0,21	0,12	
» »	—	10	1,75	0,20	0,11	
Рионская ГЭС	—	0,5	2,40	0,68	0,28	
»	—	3	2,40	0,37	0,15	

При пользовании графиками (фиг. 283) необходимо иметь в виду, что в соответствии с исходными данными, положенными в основу построения графиков, они применимы в основном для двух наиболее распространённых типов тоннелей:

а) Напорного тоннеля кругового сечения радиуса r с обделкой из внешнего бетонного и внутреннего железобетонного колец (последнее толщиной 5—8 см) с круговой и продольной арматурой в размере 0,5—1,0% от всего сечения

обделки; величина δ_m относится к геометрической толщине всего составного сечения обделки из бетона и торкрета).

б) Безнапорного тоннеля типа Пернта коробового сечения, имеющего пролёт и высоту в свету $2r$; обделка бетонная, толщина её увеличивается от замка свода к пятам его и стенкам тоннеля; величина δ относится к приведённой средней и одинаковой по контуру профиля толщине обделки δ_m .

Данные о численных значениях коэффициента крепости пород имелись по тоннелям СССР (ДзорогЭС, УльбагЭС, БаксанГЭС, РионГЭС и др.); в заграничной тоннельной практике характеристика тоннельных пород посредством коэффициента крепости не применяется; поэтому здесь приходилось подбирать значение по наименованию и прочим признакам пород применительно к шкале Протодяконова.

Значения, определяемые графиками, вследствие своего ориентировочного характера могут служить лишь для применения в формулах экономического расчёта сечения тоннелей; в целях же непосредственного назначения размеров обделки значения по графикам могут применяться лишь для ориентировочных прикидок, при условии последующей проверки размеров обделки на основе статического расчёта.

Значения δ_m на графиках фиг. 283 определяют теоретическую (проектную) толщину обделки без учёта практического утолщения бетонного кольца вследствие неизбежного перебора выемки тоннеля сверх теоретического профиля.

При ориентировочном определении значения величины δ для экономического расчёта тоннелей принимают увеличение теоретической толщины обделки равномерным по всему профилю её и равным 25 см независимо от характера проходимой породы; при этом предполагается, что размер переборов породы вследствие взрывных работ в скальных породах и размеры вывалов и осыпания профиля выемки в мягких породах в среднем одинаковы.

Учёт перебора выемки при определении величины δ и экономически наимыгоднейших размеров сечения тоннеля может быть произведён двумя способами.

Первый способ более точный заключается в том, что по графикам фиг. 283 определяют δ_m без учёта перебора и далее модуль стоимости m и экономически наимыгоднейший радиус r тоннеля, соответственно найденной величине которого вводят поправку в значение δ_m и находят $\delta_{\text{практ}}$:

$$\delta_{\text{практ}} = \delta_m + \frac{0,25}{r}, \quad (242)$$

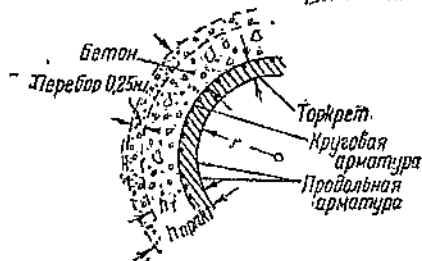
где 0,25 — размер перебора. Затем вторично определяют значения m и r , в которых, таким образом, влияние перебора уже учтено.

Второй способ, менее точный, но более удобный для пользования, заключается в построении графиков зависимости $\delta_{\text{практ}}$ от коэффициента крепости породы; значения $\delta_{\text{практ}}$ при этом получаются путём добавления к толщине обделки тоннелей (по табл. 52) перебора в размере 25 см. Результаты пересчётов приведены в табл. 53, а графики зависимости на фиг. 284.

При пользовании графиками (фиг. 284) необходимо учитывать, что они обладают достаточной степенью точности в той части, которая построена по данным о тоннелях размерами сечения около 3 м. При меньших, равно как и при больших, сечениях тоннелей графики дают результаты, отклоняющиеся от результатов вычислений по первому способу на 15—25 %, что для конечного результата расчёта экономически наимыгоднейшего сечения тоннеля даёт отклонение порядка 2—3%.

Поэтому графиками для $\delta_{\text{практ}}$ следует пользоваться для предварительных подсчётов с последующими уточнениями таковых по первому способу в случае необходимости получения более точных данных.

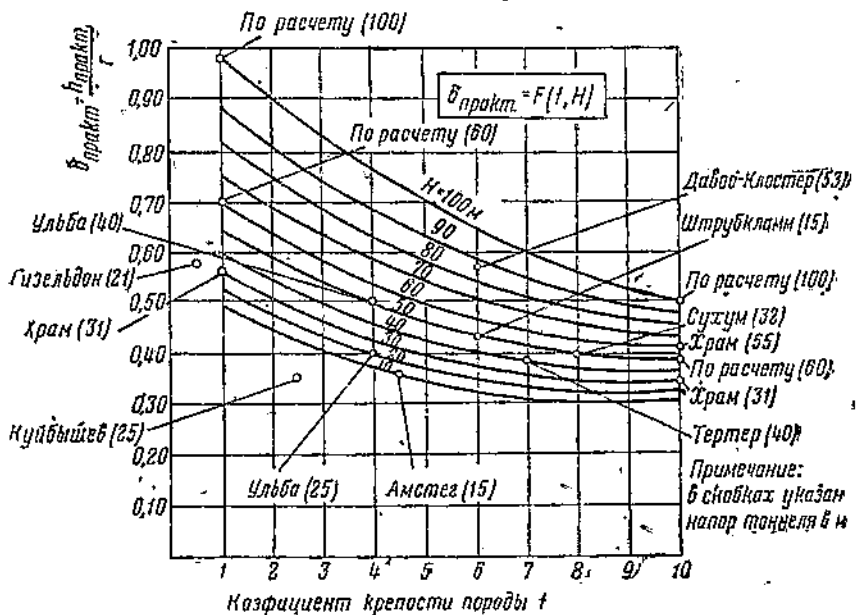
Напорный тоннель



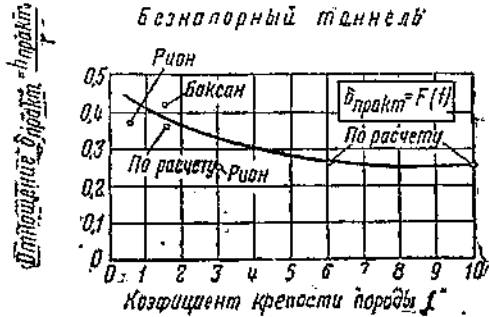
r - внутренний радиус тоннеля
 $h_{\text{практ}} = r + 0,25 \text{ м}$ - практическая толщина обделки с учетом добавочного бетона на перебор профиля сверх теоретического

$$\delta_{\text{практ}} = \frac{h_{\text{практ}}}{r} = \frac{h_r + 0,25}{r}$$

 t - коэффициент крепости породы по Протодьяконову
 H - расчетный напор тоннеля в м



Безнапорный тоннель



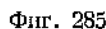
Фиг. 284

Данные о практической толщине обделки $\delta_{\text{факт}}$ и величине $\delta_{\text{проект}}$ по ряду напорных и безнапорных тоннелей (с учетом добавочного бетона на перебор профиля сверх теоретического

Во всех случаях перебор принят в виде утолщения обделки на 0,25 м по внешнему контуру

$$h_{\text{прат}} = h_m + 0,25 \text{ м}; \delta_{\text{прат}} = \frac{h_{\text{прат}}}{r} + \frac{0,25}{r}$$

Схема распределения наибольших напоров по длине тоннеля определяется наивысшими статическими горизонтами воды и заложениями тоннеля у входа в него и у уравнильной башни (фиг. 285), отметки же заложения тоннеля у



301

Наибольшие статические напоры тоннеля у входа $h_{1\text{ макс}}$ и у уравнильной башни $h_{\text{ макс}}$ находятся в следующей зависимости:

$$h_{2\text{ макс}} = h_{1\text{ макс}} + iL + \Delta h, \quad (243)$$

где i — геометрический уклон (уклон дна тоннеля);

L — длина тоннеля

Δh — разница отметок наивысших горизонтов воды у входа в тоннель (в. в. г. в. у входа) и у уравнильной башни (в. в. г. в. у башни)¹.

Так как геометрический уклон i и Δh имеют, как правило, положительное значение, то напор в конце тоннеля $h_{2\text{ макс}}$ и определяет собой абсолютно максимальную напорность тоннеля по всей его длине $h_{\text{ макс}}$:

$$h_{2\text{ макс}} = h_{\text{ макс}}$$

Пользуясь выведенной выше формулой (227) геометрического уклона i , получаем следующее выражение для максимального напора $h_{\text{ макс}}$:

$$h_{\text{ макс}} \geq h_{1\text{ макс}} + \left[I_{\text{ макс}} - \frac{h_{\text{ мин}} - \sum h_{r\text{ макс}} - \Delta h_{н.к.}}{L} \right] \cdot L + \Delta h; \quad (244)$$

$$h_{\text{ макс}} \geq h_{1\text{ макс}} + I_{\text{ макс}} L - h_{\text{ мин}} + \sum h_{r\text{ макс}} + \Delta h_{н.к.} + \Delta h.$$

Дополнительные обозначения (фиг. 285):

$h_{\text{ макс}}$ — наибольший внутренний напор тоннеля в конце его;

$h_{\text{ мин}}$ — заложение тоннеля под наинизшим горизонтом воды у входа в тоннель (н. н. г. в.),

$I_{\text{ макс}}$ — наибольший пьезометрический уклон тоннеля при наибольших расходе $Q_{\text{ макс}}$ и коэффициенте шероховатости $n_{\text{ макс}}$.

$I_{\text{ макс}} \cdot L$ — наибольшие потери напора на трение по длине тоннеля (до уравнильной башни),

$\sum h_{r\text{ макс}}$ — сумма наибольших местных потерь напора в тоннеле при наибольшем расходе,

$\Delta h_{н.к.}$ — заданное превышение пьезометрической линии над шельгой свода тоннеля (с учётом затопления нижней камеры).

По подстановке в формулу (244) выражения наибольшего пьезометрического уклона

$$I_{\text{ макс}} = 0,268 \frac{Q_{\text{ макс}}^2 \cdot n_{\text{ макс}}^2}{r_{\text{экон}}^{5,4}}.$$

Формула (244) принимает вид:

$$h_{\text{ макс}} \geq 0,268 \frac{Q_{\text{ макс}}^2 \cdot n_{\text{ макс}}^2}{r_{\text{экон}}^{5,4}} \cdot L + (h_{1\text{ макс}} - h_{\text{ мин}} + \sum h_{r\text{ макс}} + \Delta h_{н.к.} + \Delta h). \quad (245)$$

или

$$h_{\text{ макс}} \geq 0,268 \frac{Q_{\text{ макс}}^2 \cdot n_{\text{ макс}}^2}{r_{\text{экон}}^{5,4}} \cdot L + A, \quad (246)$$

где A — сумма величин, влияние которых на $h_{\text{ макс}}$ не зависит или лишь незначительно зависит от результатов экономического расчёта сечения тоннеля.

$$A = h_{1\text{ макс}} - h_{\text{ мин}} + \sum h_{r\text{ макс}} + \Delta h_{н.к.} + \Delta h. \quad (247)$$

Если принять $\sum h_{r\text{ макс}} = 0,1 \rightarrow I_{\text{ макс}} L$, то, по аналогии с формулой (230), имеем:

$$h_{\text{ макс}} \geq 0,3 \frac{Q_{\text{ макс}}^2 \cdot n_{\text{ макс}}^2}{r_{\text{экон}}^{5,4}} \cdot L + A', \quad (248)$$

где

$$A' = h_{1\text{ макс}} - h_{\text{ мин}} + \Delta h_{н.к.} + \Delta h. \quad (249)$$

При значительной длине напорного тоннеля наибольший напор в конце его, полученный, исходя, в основном, из глубины заложения тоннеля у входа h_1 и из

¹ Величина Δh определяется гидравлическим расчётом уравнильной башни и обычно составляет 5—6 м.

экономически наимыгоднейшего радиуса тоннеля, может оказаться чрезмерно большим и превышать предельную напорность тоннеля, допустимую в данных геологических и гидрогеологических условиях. Это положение усугубляется в тех случаях, когда тоннель берёт начало из водохранилища со значительной высотой призмы регулирования, что вызывает глубокое заложение водоприёма и соответствующий большой напор у входа в тоннель.

Предельная напорность тоннеля определяется, в основном, внутренним давлением воды, которое по условиям геологии и статической работы обделки позволяет ограничиться бетонной или железобетонной конструкцией обделки, не прибегая к устройству внутренней металлической оболочки; применение последней в условиях тоннелей большого протяжения вызывает чрезмерно высокую стоимость тоннеля, обычно выходящую из пределов, определяющих в данных геологических, топографических и прочих условиях экономическую выгоду тоннеля и всей гидростанции в целом. Получающиеся при этом толщины бетонных или железобетонных обделок не должны превышать размеров, установленных практикой сооружения высоконапорных тоннелей и поддающихся статическому расчёту на основе существующих теорий работы труб на внутреннее давление.

С другой стороны, предельный напор определяется величиной допускаемой фильтрации воды под напором через тело обделки.

Современной практикой строительства напорных тоннелей для существующих типов обделок из бетона или железобетона предельная напорность установлена порядка 70—80 м. При больших напорах представляется необходимым усиление бетонной или железобетонной обделки внутренней металлической облицовкой, которая в условиях значительной напорности и недостаточно благоприятных геологических факторов является единственной конструкцией, гарантирующей безопасные условия работы обделки тоннеля без трещин и без значительной фильтрации воды через обделку.

При особенно высоких напорах применение металлической облицовки требуется также и в условиях крепких устойчивых пород.

Обделки с металлической облицовкой применяются в напорных тоннелях в исключительно редких случаях, на отдельных коротких участках, особо неблагоприятных по геологическим и гидрогеологическим условиям, а также для целей конструктивного сопряжения тоннеля с металлическим напорным водоводом; более частое применение этот тип обделки имеет в напорных шахтах, используемых в качестве труб, подводящих воду от тоннеля к турбинам гидростанции.

§ 48. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЁТЫ ОБДЕЛОК НАПОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ

1. Расчётная схема нагрузок

При проектировании и сооружении напорных тоннелей одним из наиболее сложных вопросов является вопрос статических условий работы обделки напорного тоннеля, принципы которых в основном сводятся к следующим положениям:

а) обделка тоннеля подвержена, в общем случае, одновременному действию внутреннего давления воды и внешнего давления окружающей тоннель горной породы, при этом в большинстве случаев внутреннее давление превосходит внешнее;

б) внутреннее давление создаёт для обделки условия работы, аналогичные работе сооружения на упругом основании, каковым является окружающая порода;

в) трещины в обделке не могут быть допущены, так как фильтрация воды через трещины, могущая под напором достигнуть больших размеров, опасна в отношении разрушения обделки, размыва породы и может послужить причиной обвалов; с другой стороны, потеря воды уменьшает мощность станции, что особенно отражается на выработке станции в периоды маловодья;

г) в условиях превалирующего значения внутреннего давления наиболее целесообразной формой сечения напорного тоннеля является круг; круговое очертание выгодно также в гидравлическом отношении;

д) выбор размеров и конструкции обделки производится на основе статического расчёта, учитывающего все указанные нагрузки. В зависимости от характера пересекаемой породой, степени нарушенности её, трещиноватости и других свойств действие указанных выше нагрузок на обделку проявляется в той или иной степени, вызывая необходимость применения соответствующей по размерам и конструкции обделки.

В ненарушенных крепких монолитных скальных породах усилия от внутреннего давления воды почти полностью воспринимаются скалой, и обделка служит лишь для передачи давления на породу. В этом случае назначение обделки сводится, в основном, к созданию водонепроницаемости тоннеля и к получению правильного геометрического профиля и гладкой внутренней поверхности, необходимых по гидравлическим условиям. Вследствие своей крепости и монолитности порода не проявляет внешнего давления на обделку. В скальных породах средней крепости усилия от внутреннего давления воды распределяются между скалой и обделкой в соотношении, зависящем от упругих свойств породы и от размеров и конструкции обделки. В нарушенных, трещиноватых и мягких породах внутреннее давление воды почти полностью передаётся на обделку, которая, кроме того, несёт нагрузку от внешнего давления породы.

Физические свойства пород в отношении способности их к восприятию усилий от внутреннего давления воды могут сильно меняться в зависимости от глубины залегания их относительно дневной поверхности.

В вопросе обеспечения надёжной работы обделки напорного тоннеля исключительно большое значение имеет цементация тоннеля, заключающаяся в нагнетании за его обделку песчано-цементного раствора под давлением.

Цементация применяется двух видов:

1) заполнительная цементация под небольшим давлением (до 2 ат) для плотного заполнения пустот между обделкой и породой;

2) укрепительная цементация под значительным давлением (6—7 ат), производимая на большую глубину скалы вокруг тоннеля, доходящую иногда до 10 м с целью укрепления породы.

Тщательно выполненная цементация в скальных породах создаёт вокруг тоннеля зацементированный скальный массив, плотно примыкающий к обделке и обладающий более высокими упругими свойствами, чем та же порода в естественном состоянии, к тому же нарушенном в связи с работами по разработке тоннеля. В таких условиях представляется возможным рассчитывать на восприятие породой значительной доли внутреннего давления и соответственно ограничиваться небольшими размерами обделки. При цементации на большую глубину передача внутреннего давления на породу в её естественном состоянии происходит уже не по наружной поверхности бетонной обделки, а по значительно большей наружной поверхности слоя зацементированной породы (фиг. 286). Благодаря этому напряжения в лежащей за пределами цементации породе от внутреннего давления воды могут быть доведены до очень небольших величин; зацементированный же вокруг тоннеля слой породы становится как бы частью обделки, воспринимающей как внутреннее давление воды, так и внешнее давление её, если последнее имеет место¹.

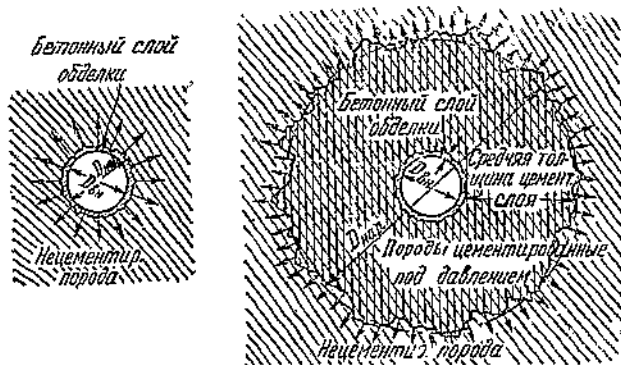
Практика строительства напорных тоннелей показала, что хорошо выполненная цементация тоннеля (фиг. 287) является решающей в вопросе обеспечения надёжной его работы.

В безнапорных тоннелях представляется возможным ограничиться одной заполнительной цементацией.

При расчёте и конструировании обделки напорного тоннеля, проходящего в малоустойчивых породах, требующих крепления, следует считаться с усло-

¹ Инж. Ф. Г у б л и н, Современное Гидроэлектростроительство в США, Энергоиздат, 1934 г., стр. 80 — 86.

виями работы бетонной обделки до выполнения цементации или до укладки внутреннего железоторкретного кольца, составляющего часть обделки, выполняемую обычно после укладки бетона. В этот период окружающая тоннель порода, ещё не закреплённая цементацией, может производить давление на сравнительно тонкую бетонную обделку, а при неплотном прилегании бетона к породе или при наличии пустот между обделкой и породой может иметь место передача давления породы на обделку сосредоточенно в отдельных точках обделки. Поэтому



Фиг. 286

обделка тоннеля в части бетонного кольца, возводимого до выполнения цементации или внутреннего железоторкретного кольца, должна быть рассчитана на восприятие давления окружающей породы в её естественном состоянии; кроме того, обделка должна быть проверена на наружное давление, которое будет применено при производстве цементационных работ.

Последующему расчёту на одновременное действие внутреннего давления воды, внешнего давления породы и прочих нагрузок подвергается обделка, выполненная во всех составных частях; при этом должно учитываться влияние цементации породы.

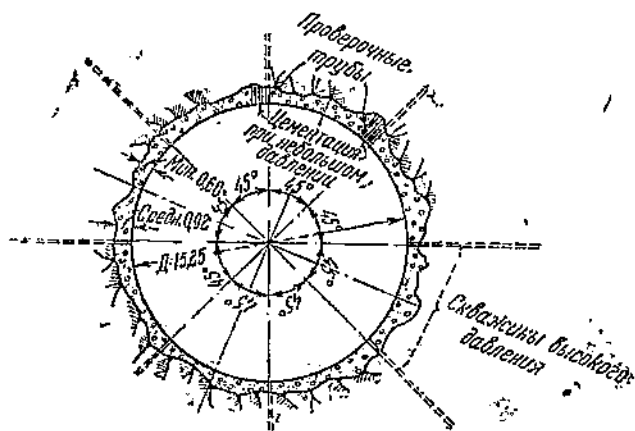
Учёт этих факторов сказывается как на расчётных величинах внешнего давления породы на обделку, так и на степени восприятия породой усилий от внутреннего давления воды. Этим объясняется частое расхождение размеров обделок, полученных в результате расчёта, с практически осуществлёнными меньшими размерами обделок вполне устойчивых тоннелей, проходящих в аналогичных условиях. Вследствие этого при проектировании тоннелей следует на основе опытных данных вводить некоторые коррективы к коэффициентам, характеризующим свойства пород в естественном нецементированном виде, и тем самым ближе подойти к действительным условиям работы обделки.

Обделки напорных тоннелей могут находиться под действием следующих нагрузок:

- внутреннего давления воды,
- наружного горного давления,
- собственного веса обделки,
- наружного давления воды,
- влияния температуры воды, протекающей в тоннеле.

Рассмотрим каждую из перечисленных нагрузок в отдельности.

Внутреннее давление воды в общем случае состоит из следующих составных частей:



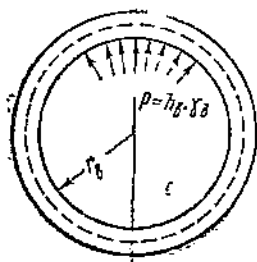
Фиг. 287

а) Внутреннее давление воды, определяемое глубиной заложения h_0 замка тоннеля под горизонтом воды и равномерно распределённое по внутреннему профилю тоннеля (фиг. 288). Расчётный напор воды составляет:

$$P = h_0 \cdot \gamma_0, \quad (250)$$

где γ_0 — вес воды.

По длине тоннеля расчётные напоры определяются глубиной заложения его, считая от прямой линии, соединяющей максимально возможные, мгновенно установившиеся горизонты воды, с одной стороны, в головном сооружении перед тоннелем при наивысшем горизонте водохранилища, а с другой стороны, в уравнильной шахте, при наивысшем подъёме воды в верхней камере, в связи с мгновенным выключением турбин станции. При большой длине тоннеля и значительной разнице напоров в начале и конце него тоннель разбивают на несколько участков, принимая для каждого из них в качестве расчётного напор в конце участка (фиг. 289).



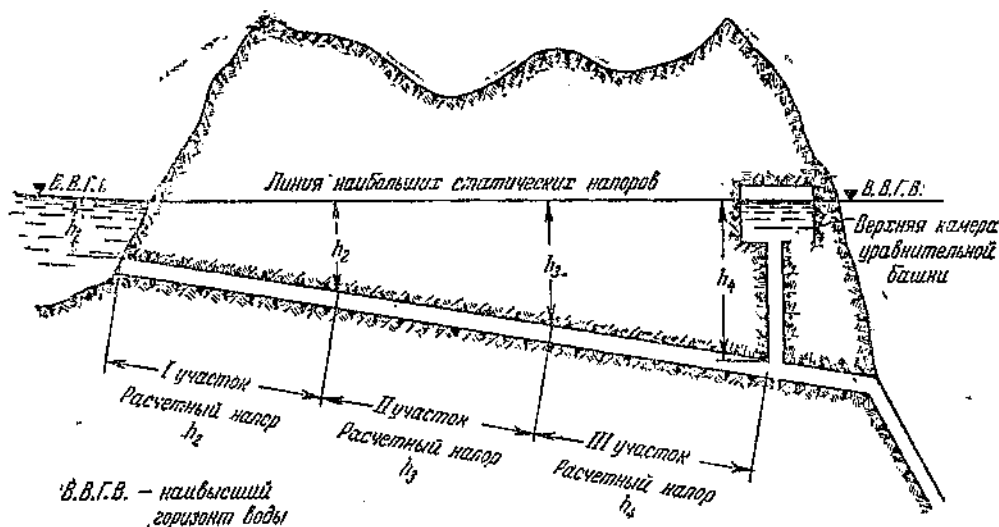
Фиг. 288

б) Внутреннее давление заполняющей тоннель воды, возрастающее по гидростатическому закону треугольника от нуля в замке до максимума в подошве тоннеля, где напор определяется высотой сечения тоннеля в свету $2r_0$ (фиг. 290), и составляющее

$$P' = 2r_0 \cdot \gamma_0, \quad (251)$$

где r_0 — внутренний радиус тоннеля.

Влияние этой нагрузки сказывается при небольшой величине общего напора, определяемого заложением тоннеля под горизонтом воды, и при большом сечении тоннеля (напор 10—20 м, диаметр тоннеля 5—6 м), а также при прохождении тоннеля в сильно нарушенных и мягких породах, обладающих незначительным упругим отпором, не учитываемым в статическом расчёте обделки.



Фиг. 289

При прохождении тоннеля в скальных породах, обладающих упругостью, когда статический расчёт обделки на внутреннее давление воды производится по одному из методов, учитывающих упругий отпор породы, а также при значительной напорности тоннеля обе указанные выше составные части внутреннего давления воды в целях упрощения статического расчёта объединяются в суммарное давление, равномерно распределённое по внутреннему профилю тоннеля

и определяемое глубиной заложения h_a оси тоннеля под горизонтом воды; в этом случае расчётный напор воды составляет согласно соотношению (250)

$$P = h_a \cdot \gamma_w$$

Здесь пренебрегают разностью напора в замке и в подошве тоннеля, определяемой величиной диаметра его. Это допущение лишь незначительно влияет на результат расчёта ввиду того, что указанная разность в напоре обычно составляет незначительную долю общего напора.

Основным фактором, определяющим деформации породы при действии внутреннего давления воды и связанную с ними степень участия породы в восприятии усилий от этой нагрузки, является податливость породы, оцениваемая коэффициентом упругого отпора породы k^* .

Горное давление. Необходимые сведения по этому вопросу были изложены в главе VI.

При оценке вертикального и бокового давлений в скальных породах необходимо учитывать влияние цементации окружающей тоннель породы.

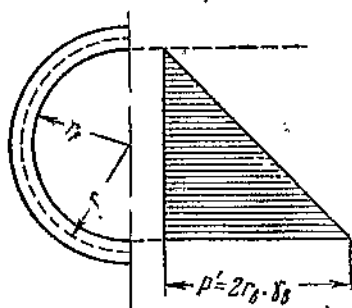
Собственный вес обделки как нагрузка имеет влияние на напряжённое состояние обделки в мягких, сыпучих и сильно нарушенных скальных породах, в которых не может быть эффективно осуществлена цементация породы. В крепких же скальных породах, где применением нагнетания цементного раствора за обделку достигается хорошее сцепление её с породой, собственный вес обделки как статической нагрузки теряет реальное значение и в расчётах не учитывается.

Наружное давление воды на обделку тоннеля может иметь место на участках тоннеля, проходящих в зоне напорных грунтовых вод или же в непосредственной близости от водохранилища в условиях сильно трещиноватых, водопроницаемых или водоносных пород. Величина наружного давления воды может достигать иногда значительных размеров (100—150 м) и тем самым частично разгружать обделку тоннеля от напряжений, вызываемых внутренним давлением воды. Так, напорный тоннель Сити, входящий в систему водоснабжения гор. Нью-Йорка, имеет внутренний напор 290 м; в связи со значительным наружным давлением грунтовых вод (около 200 м) конструкция и размеры обделки были назначены, исходя из внутреннего давления воды, за вычетом наружного давления, т. е. расчётный напор составлял всего около 90 м. Это позволило ограничиться простой бетонной обделкой вместо железобетонной или металлической, которые потребовались бы при расчёте на напор 290 м.

В этом вопросе, кроме величины наружного давления, не меньшее значение имеет форма распределения наружного давления на наружную поверхность обделки. В приведённом выше примере имелось в виду равномерное распределение давления; однако в зависимости от характера залегания грунтовых вод, трещиноватости, однородности пород и других факторов наружное давление воды может передаваться на обделку не равномерно по её наружному профилю, а сосредоточено в отдельных её точках. В этом случае наружное давление воды не разгружает обделку от внутреннего напора, а, наоборот, действуя аналогично наружному горному давлению, ухудшает статические условия работы обделки. В каждом отдельном случае этот вопрос подлежит анализу на основе гидрогеологических исследований.

В статическом расчёте обделки наружное давление воды, по аналогии с внутренним давлением, принимается состоящим из двух частей:

а) наружного давления, равного весу столба воды над замком тоннеля вы-



Фиг. 290

* Характеристика пределов изменения величины k в различных породах приведена в гл. VII, табл. 18.

сотой h_s и, в общем случае, равномерно распределённого по наружному профилю обделки; расчётное давление воды составляет

$$P_H = h_s \cdot \gamma_s, \quad (252)$$

где γ_s — вес воды;

б) наружного давления, возрастающего по треугольнику от нуля в замке до максимума в подошве тоннеля, где давление определяется высотой сечения выработки тоннеля $2r_H$ и составляет

$$P'_H = 2r_H \cdot \gamma_s, \quad (253)$$

где r_H — наружный радиус обделки.

Влияние температуры воды, протекающей в тоннеле. Горный массив на определённой глубине и на достаточном расстоянии от дневной поверхности имеет постоянную температуру независимо от времени года. В зимние месяцы температура протекающей в тоннеле воды обычно бывает значительно ниже температуры окружающей породы. Вызываемое этим охлаждение породы распространяется в глубь горного массива, в связи с чем происходят сжатие подвергнутой охлаждению зоны и соответствующее удлинение диаметра выработки. Происходящее в то же время охлаждение обделки вызывает её сокращение.

В силу описанных деформаций породы и обделки, практически плотно прилегающих одна к другой, порода как бы стремится отделиться от обделки и, как следствие этого, на наружной поверхности последней возникают растягивающие напряжения, которые, слагаясь с растягивающими напряжениями от внутреннего давления воды, могут ухудшить условия работы обделки.

В вопросе влияния температуры на работу обделки напорного тоннеля рассматриваются отдельно деформация выработки тоннеля в связи с охлаждением породы и деформация обделки.

Из имеющихся по этому вопросу опубликованных исследований следует отметить работу проф. Фантоли¹, который разрешает два основных вопроса:

1) определение размеров зоны охлаждения и закон распределения температуры в окружающей тоннель горной породе;

2) определение вызванных охлаждением деформаций породы (фиг. 291).

При понижении температуры породы, прилегающей к выработке до t_0 против начальной равномерной температуры породы T , температура t в зоне, отстоящей на расстоянии x от центра тоннеля, является некоторой функцией этого расстояния и границы R , до которой охлаждение распространяется в породе.

При этом надо оговориться, что теоретически, если температура поддерживается неизменной в течение неограниченного промежутка времени, граница охлаждения t_0 будет бесконечно велика. Однако в действительности температура воды t_0 с течением времени меняется и может быть и меньше и больше первоначальной температуры породы T . Поэтому охлаждение не будет происходить бесконечно, и в действительности мы будем иметь дело с вполне определённым промежутком времени, в течение которого вода, протекающая по тоннелю, будет иметь некоторую температуру t_0 , на которую и производится расчёт. Указанная продолжительность определяется по кривой средних месячных температур воды. Тогда, в свою очередь, и зона охлаждения тоннеля, иными словами — то радиальное расстояние (от центра тоннеля), на котором разность между температурой породы T до охлаждения и t — после охлаждения становится исчезающе малой, имеет конечную величину, которая и может быть определена по методу Фантоли.

¹ F. Fantoli, "Temperatureinflüsse auf Drückstollen", Deutsche Wasserwirtschaft, № 8, 1924.

Для достаточно короткого промежутка времени распределение температуры воды в породе принимается постоянным, что позволяет применить известную формулу движения тепла в толстостенных трубах:

$$t = t_0 + \Omega_0 \frac{\ln \frac{x}{r_n}}{\ln \frac{R}{r_n}}. \quad (254)$$

Отсюда получается выражение для падения температуры Ω в зоне с радиальным расстоянием x

$$\Omega = T - t = (t_0 + \Omega_0) - \left(t_0 + \Omega_0 \frac{\ln \frac{x}{r_n}}{\ln \frac{R}{r_n}} \right) = \Omega_0 \left(1 - \frac{\ln \frac{x}{r_n}}{\ln \frac{R}{r_n}} \right). \quad (255)$$

Здесь r_n — радиус необлицованного тоннеля (радиус выработки) в м;

R — радиус зоны охлаждения в м;

x — переменное расстояние рассматриваемой зоны от центра тоннеля в м;

T — равномерная температура породы до постройки тоннеля, она же после постройки на расстоянии $\geq R$ от центра тоннеля, в °С;

t_0 — температура воды в тоннеле в °С;

t — температура зоны, находящейся в расстоянии x от центра тоннеля в °С;

Ω_0 — разность температур T породы до постройки и температуры t_0 воды ($\Omega_0 = T - t_0$);

Ω — разность температур T породы до постройки и температуры t породы в зоне с расстоянием x от центра тоннеля ($\Omega = T - t$).

Определив количество теряемой вследствие охлаждения теплоты в кольце породы радиуса x , Фантоли выводит следующую зависимость:

$$\frac{R}{r_n} = f \left(\frac{2C}{\beta \cdot r_n^2} \cdot \tau \right), \quad (256)$$

где $C \left(\frac{\text{кал}}{\text{м}^2 \cdot \text{ч}} \right)$ — коэффициент теплопроводности породы,

$\beta \left(\frac{\text{кал}}{\text{м}^3} \right)$ — коэффициент теплоёмкости породы,

τ (часов) — продолжительность периода протекания в тоннеле воды с температурой t_0 .

Фантоли даёт результат приближённого вычисления (путём замены дифференциалов конечными приращениями) этой зависимости в табл. 54.

Для большего удобства определения зоны охлаждения пользуются графиком фиг. 292, построенным на основании табл. 54.

Зависимость $\frac{R}{r_n}$ от величины $\frac{2c}{\beta r_n^2} \cdot \tau$

Таблица 54

$\frac{R}{r_n}$	$\frac{2c}{\beta r_n^2} \cdot \tau$	Среднее значение $\frac{R}{r_n}$	$\frac{R}{r_n}$	$\frac{2c}{\beta r_n^2} \cdot \tau$	Среднее значение $\frac{R}{r_n}$
1,2	0,35	1,6	8	27,66	8,5
2	0,61	2,5	9	35,25	9,5
3	3,77	3,5	10	43,32	10,5
4	6,81	4,5	11	52,51	11,5
5	10,76	5,5	12	62,49	12,5
6	15,53	6,5	13	73,21	13,5
7	21,19	7,5	14		

Для определения деформации радиуса выработки от охлаждения Фантоли делает предположение, что радиальное сокращение всей подверженной охлаждению зоны происходит беспрепятственно, т. е. пренебрегает упругим противодействием породы. Такое допущение, по его мнению, возможно по следующим причинам: если бы горная порода была совершенно однородна и лишена трещин, то надо было бы учитывать её упругое противодействие; если же в ней есть хотя одна радиальная трещина, то основания для учёта этого противодействия отпадают, и приходится считаться с возможностью беспрепятственного сокращения породы. Так как никоим образом нельзя ручаться ни за однородность породы, окружающей тоннель, ни за полное отсутствие трещины в ней, особенно если принять во внимание производство выработки с помощью взрывных работ, то ясно, что единственным надёжным методом расчёта является такой, при котором способность породы оказывать упругое противодействие идёт в запас прочности.

При таком допущении деформация элемента радиуса длиной dx будет:

$$\Delta dx = \alpha (T - t) \cdot dx = \alpha \Omega dx,$$

где α — коэффициент линейного расширения породы.

После подстановки значения Ω_0 из формулы (255) и интегрирования нового выражения в пределах от r_n до R сокращение радиуса выработки получится:

$$\Delta r_n = \alpha \Omega_0 \cdot r_n \left[\frac{M-1}{\ln M} - 1 \right], \quad (257)$$

если обозначать величину $\frac{R}{r_n}$ через M .

Ниже приведены значения коэффициентов теплопроводности C в $\frac{\text{кал}}{\text{м}^2 \cdot \text{ч}}$, теплоёмкости β в $\frac{\text{кал}}{\text{кг}}$ и линейного расширения α наиболее распространённых горных пород¹.

Таблица 55

Коэффициент теплопроводности, теплоёмкости и линейного расширения пород

Название пород	Коэффициент теплопроводности C в $\frac{\text{кал}}{\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot ^\circ\text{C}}$	Коэффициент теплоёмкости β в $\frac{\text{кал}}{\text{кг}}$	Коэффициент линейного расширения α
Гранит	2,7—3,5	0,20	0,00000408
"	2,7—3,5	0,20	0,00000311
Песчаник	0,57—0,80	0,20	0,00000500
"	0,57—0,80	0,20	0,00000622
Известняк	1,10	0,20	0,00000376
Мрамор	1,8—3,0	0,28	0,00000361
"	1,8—3,0	0,28	0,00000562
Глинистый сланец	1,1—2,3	0,18	0,00000500
Гравий	0,29—0,32	0,20—0,24	—
Грунт песчаноглинистый	2,0	0,44	—
Бетон	0,7—1,8	0,27	0,00001000

¹ Зурабов и Бугаева, Гидротехнические тоннели, стр. 197.

Перевод измерителя коэффициента теплоёмкости $\beta \frac{\text{кал}}{\text{кг}}$ в $\frac{\text{кал}}{\text{м}^3}$ [что требуется для подстановки в формулу (256)] производится умножением на объёмный вес породы γ_n :

$$\beta \frac{\text{кал}}{\text{м}^3} = \gamma_n \cdot \beta \frac{\text{кал}}{\text{кг}}.$$

Как видно из изложенного, теория расчёта тоннеля на влияние температуры выведена на основе учёта температурных деформаций, которые свойственны главным образом скальным породам. Поэтому расчёт на влияние температуры исключается из рассмотрения при расчёте тоннеля в мягких, землистых, сыпучих и плавучих породах.

2. Расчёт обделки на внутреннее давление воды с учётом упругого отпора породы и на влияние температуры воды¹

Существующие методы расчётов напорных тоннелей могут быть разделены на две группы:

- а) методы, рассматривающие работу в упругой среде однородной обделки (бетонной);
- б) методы, рассматривающие работу неоднородной обделки (бетон с железобетонным, бетон с металлической оболочкой).

Методы Эйду и Галёркина для расчёта однородного кольца обделки

Проф. Эйду², рассматривает обделку напорного тоннеля как однородное толстостенное кольцо, помещённое в кольцо породы неограниченной толщины, и, основываясь на равенстве деформаций этих колец на грани их соприкосновения, выводит следующие формулы для определения нормальных и радиальных напряжений в обделке в точке, удалённой на расстояние x от центра тоннеля:

$$\sigma_{(x)}^n = \frac{p \cdot r_0^2}{r_n^2 (n_1 + n_2) - r_0^2 (n_2 - n_1)} \left[\frac{r_n^2}{x^2} (n_1 + n_2) + (n_2 - n_1) \right]; \quad (258)$$

$$\sigma_{(x)}^p = \frac{p \cdot r_0^2}{r_n^2 (n_1 + n_2) - r_0^2 (n_2 - n_1)} \left[\frac{r_n^2}{x^2} (n_1 - n_2) - (n_2 - n_1) \right], \quad (259)$$

где $\sigma_{(x)}^n$ — нормальное (растягивающее) напряжение (нормальное к площадкам, совпадающим с радиусом);

$\sigma_{(x)}^p$ — радиальное (сжимающее) напряжение (нормальное к площадкам, перпендикулярным к радиусам);

p — внутреннее давление воды;

r_0 — внутренний радиус обделки;

r_n — наружный радиус обделки;

x — расстояние рассматриваемой точки обделки от центра тоннеля;

$n_1 = \frac{1}{E_{обд}}$, где $E_{обд}$ — модуль упругости материала обделки на растяжение;

$n_2 = \frac{1}{E_{пор}}$, где $E_{пор}$ — модуль упругости породы на растяжение.

Знак «плюс» принят для растягивающих, знак «минус» для сжимающих напряжений.

В приведённых формулах упругий отпор породы учитывается введением модуля упругости породы E .

¹ Расчёты обделки напорного тоннеля на прочие нагрузки (горное давление, собственный вес обделки и наружное давление воды) изложены в соответствующих разделах настоящей книги.

² E y d o u x, Les canaux d'amenée en charge et les cheminées d'équilibre. Congrès de la Houille blanche, 1925.

При отсутствии упругого отпора породы, т. е. при

$$E_{пор} = 0,$$

формулы Эйду принимают следующий вид:

$$\sigma_{(x)}^u = \frac{p \cdot r_0^2}{r_n^2 - r_0^2} \left(\frac{r_n^2}{x^2} + 1 \right); \quad (260)$$

$$\sigma_{(x)}^p = - \frac{p \cdot r_0^2}{r_n^2 - r_0^2} \left(\frac{r_n^2}{x^2} - 1 \right). \quad (261)$$

Таким образом, мы приходим к формулам общезвестной задачи Лямэ¹, решающей вопрос распределения напряжений в круговом кольце прямоугольного поперечного сечения, окружённом воздухом и подвергающемся действию равномерно распределённого внутреннего давления (фиг. 293).

По Лямэ, нормальные напряжения σ^u для всех точек сечения обделки растягивающие и достигают наибольшего значения на внутренней поверхности обделки ($x = r_0$) и наименьшего значения на внешней поверхности ($x = r_n$), а именно:

$$\sigma_{\max}^u = \frac{p (r_n^2 + r_0^2)}{r_n^2 - r_0^2}; \quad (262)$$

$$\sigma_{\min}^u = \frac{2 p \cdot r_0^2}{r_n^2 - r_0^2}. \quad (263)$$

Радиальные напряжения $\frac{\sigma^p}{\alpha}$ получаются для всех точек сечения сжимающими; на внутренней поверхности они составляют:

$$\sigma_{(x=r_0)}^p = -p; \quad (264)$$

на наружной поверхности

$$\sigma_{(x=r_n)}^p = 0. \quad (265)$$

Академиком Б. Г. Галёркиным² выведены следующие формулы расчёта цилиндрической трубы, находящейся под внутренним давлением p в упругой среде, характеризующейся коэффициентом упругого отпора R :

$$\sigma_{(x)}^u = \frac{p \cdot r_0^2}{r_n^2 - r_0^2 + \frac{k \cdot r_n}{E_{обд}} [r_n^2 + r_0^2 - \mu (r_n^2 - r_0^2)]} \cdot \left\{ 1 - \frac{k \cdot r_n}{E_{обд}} (1 + \mu) - \frac{r_n^2 \left[1 + \frac{k \cdot r_n}{E_{обд}} (1 - \mu) \right]}{x^2} \right\} \quad (266)$$

¹ С. Тимошенко, Курс сопротивления материалов, 1926 г., стр. 335. (Задача Лямэ).

² Акад. Б. Г. Галёркин, Напряжённое состояние цилиндрической трубы в упругой среде. Сборник ЛИИПС, вып. 100-й.

$$\sigma_x^F = \frac{p \cdot r_a^2}{r_n^2 - r_a^2 + \frac{k r_n}{E_{обд}} [r_n^2 + r_a^2 - \mu (r_n^2 - r_a^2)]} \cdot \left\{ 1 - \frac{k \cdot r_n}{E_{обд}} (1 + \mu) + \right. \\ \left. + \frac{r_n^2 \left[1 + \frac{k \cdot r_n}{E_{обд}} (1 - \mu) \right]}{x^3} \right\}, \quad (267)$$

где μ — коэффициент Пуассона материала обделки. Остальные обозначения известны по предыдущим формулам.

При отсутствии упругого отпора породы ($k = 0$) величины σ^u и σ^p получают выражения, аналогичные формулам Лямэ.

Приведённые формулы Эйду и Галёркина выведены для находящихся в упругой среде цилиндрических толстостенных труб, выполненных из однородного материала (бетона), и могут быть применены как при наличии, так и при отсутствии упругого отпора породы; в последнем случае, при $k = 0$, формулы Эйду и Галёркина принимают вид формул Лямэ.

Метод Мюльгофера для расчёта неоднородного кольца обделки

Метод статического расчёта с учётом упругого отпора породы, наиболее часто применяемый в напорных тоннелях с обделкой комбинированного типа, был впервые предложен проф. Мюльгофером¹; им разработаны также методы расчётов чисто бетонной обделки и бетонной обделки с внутренней металлической оболочкой.

В основу своего метода Мюльгофер, как и предыдущие авторы, положил учёт отпора окружающей тоннель горной породы, которая в зависимости от её упругих свойств воспринимает ту или иную часть усилий от внутреннего давления воды, тем самым разгружая обделку тоннеля.

Для характеристики упругих свойств породы Мюльгофер пользуется коэффициентом упругого отпора.

Ниже приводится вывод формул наиболее сложного расчёта комбинированной обделки, состоящей из наружного бетонного и внутреннего железоторкретного колец.

Мюльгофером рассматриваются следующие возможные случаи работы комбинированной обделки:

до появления трещин в бетонном кольце, когда всё сечение обделки совместно работает на сжатие и растяжение;

после появления трещин в бетонном кольце, когда последнее уже не работает на растяжение, а только на сжатие; растягивающие усилия воспринимаются железоторкретным кольцом;

после появления трещин в бетонном и в торкретном кольцах, когда растягивающие усилия воспринимаются одной арматурой.

Во всех этих трёх случаях вывод расчётных формул основан на рассмотрении упругих деформаций отдельных элементов обделки (бетон, торкрет, арматура) и деформаций породы; при этом вследствие незначительного влияния пренебрегается собственным весом обделки, весом воды в тоннеле и возникающими в обделке продольными силами.

Закон распределения напряжений по сечению бетонного и торкретного колец принимается по аналогии с толстостенными и тонкостенными трубами.

Принятые в формулах буквенные выражения имеют следующие значения:

p — внутреннее давление воды в кг/см^2 ;

r_a — внутренний радиус железоторкретного кольца в см ;

r_m — наружный радиус железоторкретного кольца в см ;

r_n — наружный радиус бетонного кольца в см ;

¹ J. M ü l l e r, Über die Inanspruchnahme von Druckstollen. Bauingenieur № 18, 1923.

$(r_m - r_s)$ — толщина торкретного кольца в см;
 $(r_n - r_m)$ — толщина бетонного кольца в см;

$$k_1 = \frac{r_m}{r_s}; \quad k_2 = \frac{r_n}{r_m}; \quad k_3 = \frac{r_n}{r_s};$$

F_a — площадь сечения арматуры в см² на см длины тоннеля;

E_a — модуль упругости железа в кг/см²;

E_b — модуль упругости бетона в кг/см²;

E_m — модуль упругости торкрета в кг/см²;

$n = \frac{E_a}{E_b}$ — отношение модулей упругости железа и бетона;

$F_n = (n-1)F_a + (r_m - r_s)$ — приведённое сечение железоторкрета;

m — число, обратное коэффициенту Пуассона для бетона (отношение продольного относительного удлинения к поперечному относительному сжатию);

k — коэффициент упругого отпора породы в кг/см³ (для данного сечения тоннеля);

x — расстояние от центра тоннеля в см.

Сжимающие напряжения принимаются отрицательными, растягивающие — положительными.

Первый расчётный случай (фиг. 294). Бетонное кольцо без трещин, бетон и железоторкрет работают на сжатие и растяжение.

Под действием внутреннего давления растягиваются оба кольца составного сечения. При этом вследствие невозможности беспрепятственного расширения торкретного кольца на грани соприкосновения торкрета с бетоном ($x = r_m$) возникает радиальное сжимающее давление p_1 . По той же причине на грани соприкосновения бетона с породой возникает радиальное сжимающее давление p_2 .

Внутреннее давление воды p и давление p_1 вызывают в торкретном кольце нормальные (касательные) растягивающие напряжения σ_m^H и в арматуре нормальные растягивающие напряжения σ_a^H .

Эти напряжения связаны уравнением

$$\sigma_a^H = n \sigma_m^H.$$

По аналогии с тонкостенными трубами, указанные напряжения и давления p и p_1 связаны соотношением:

$$r_s \cdot p - r_m \cdot p_1 = F_a \cdot \sigma_a^H + [(r_m - r_s) - F_a] \cdot \sigma_m^H.$$

Решая совместно приведённые уравнения, находим:

$$\sigma_a^H = \frac{n(r_s \cdot p - r_m \cdot p_1)}{(n-1)F_a + (r_m - r_s)}; \quad (268)$$

$$\sigma_m^H = \frac{r_s \cdot p - r_m \cdot p_1}{(n-1)F_a + (r_m - r_s)}. \quad (269)$$

В бетонном кольце в точке, удалённой на расстояние x от центра тоннеля, возникают следующие нормальные (касательные) напряжения по аналогии с толстостенными трубами:

$$\sigma_b^H(x) = \frac{(p_1 - k_2^2 \cdot p_2) - \left(\frac{r_n}{x}\right)^2 (p_2 - p_1)}{k_2^2 - 1} \quad (270)$$

и радиальные напряжения

$$\sigma_{\theta(x)}^p = \frac{(p_1 - k_2^2 \cdot p_2) + \left(\frac{r_n}{x}\right)^2 (p_2 - p_1)}{k_2^2 - 1} \quad (271)$$

Радиальные напряжения на внутренней поверхности торкретного кольца

$$\sigma_m^p(x=r_s) = -p. \quad (272)$$

То же на внешней поверхности

$$\sigma_m^p(x=r_n) = -p_1. \quad (273)$$

Радиальные напряжения в арматуре:

$$\sigma_a^p(x=r_n) = -\frac{1}{2}(p + p_1). \quad (274)$$

Радиальные напряжения в породе в месте соприкосновения с бетоном:

$$\sigma_n^p(x=r_n) = -p_2. \quad (275)$$

Нормальные (касательные) напряжения в торкретном кольце вызывают по закону Гука удлинение Δr_m внешнего радиуса r_m

$$\Delta r_m = r_m \cdot \frac{\sigma_m^p}{E_m} = \frac{r_m}{E_m} \cdot \frac{r_s \cdot p - r_m \cdot p_1}{(n-1)E_m + (r_m - r_s)}. \quad (276)$$

С другой стороны, давления p_1 и p_2 вызывают удлинение внутреннего радиуса бетонного кольца r_n согласно теории расчёта толстостенных труб

$$\Delta r_m = \frac{1}{E_s} \cdot \frac{1}{k_2^2 - 1} \cdot r_m \left[\left(\frac{m+1}{m} \cdot k_2^2 + \frac{m-1}{m} \right) p_1 - 2k_2^2 \cdot p_2 \right]. \quad (277)$$

Согласно аналогичному выводу удлинение наружного радиуса бетонного кольца r_n составит:

$$\Delta r_n = \frac{1}{E_s} \cdot \frac{1}{k_2^2 - 1} \cdot r_n \left[2p_1 - \left(\frac{m+1}{m} + \frac{m-1}{m} \cdot k_2^2 \right) \cdot p_2 \right]. \quad (278)$$

Горная порода, упругий отпор которой характеризуется коэффициентом k , при действии давления p_2 даёт осадку (удлинение внутреннего радиуса выемки r_n)

$$\Delta r_n = \frac{p_2}{k}. \quad (279)$$

Приравнявая удлинения Δr_m по (276) и (277) и удлинения Δr_n по (278) и (279), Мюльгофер после некоторых преобразований даёт следующие выражения для давлений p_1 и p_2 :

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p \\ p_2 &= \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{1}{(k_2^2 - 1) \frac{\theta}{2} + 1} \cdot p \end{aligned} \right\}, \quad (280)$$

где

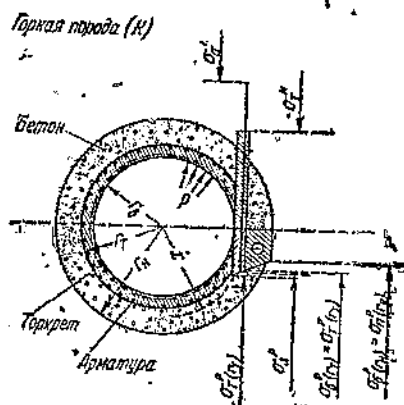
$$k_1 = \frac{r_m}{r_s}, \quad k_2 = \frac{r_n}{r_m};$$

$$Q = \frac{E_s}{k_1} \cdot \frac{1}{r_n} + \frac{m-1}{m};$$

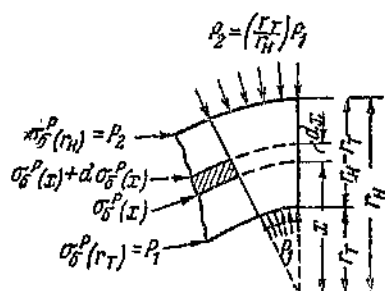
$$s = \frac{E_m}{E_s} \cdot \frac{F_n}{r_m} \left[\frac{Q-2}{(k_2^2 - 1) \frac{Q}{2} + 1} + \frac{m+1}{m} \right].$$

Путём подстановки величин давлений p_1 и p_2 в уравнения (268) — (275) можно определить нормальные и радиальные напряжения в арматуре, торкрете и бетоне. Расчётные формулы приведены ниже в сводной табл. 56.

Второй расчётный случай (фиг. 295). Бетон имеет трещины и работает только на сжатие; растяжение воспринимается железоторкретным кольцом.



Фиг. 295



Фиг. 296

Вызываемые внутренним давлением воды p радиальные напряжения на внутренней и наружной гранях бетонного кольца находятся из условий равновесия (фиг. 296)

$$2\pi \cdot r_m \cdot p_1 = 2\pi r_n \cdot p_2;$$

$$2\pi \cdot x \cdot \sigma_{\theta}^p(x) = 2\pi \cdot r_m \cdot p_1.$$

Подставляя

$$k_2 = \frac{r_n}{r_m},$$

находим

$$p_2 = \frac{1}{k_2} \cdot p_1; \quad (281)$$

$$\sigma_{\theta}^p(x) = \left(\frac{r_m}{x} \right) \cdot p_1. \quad (282)$$

Укорочение бетонного кольца по закону Гука выразится

$$\frac{d}{dx} [\Delta(r_n - r_m)] = \frac{\sigma_{\theta}^p(x)}{E_{\theta}}$$

или по подстановке выражения (282)

$$d \left[\Delta(r_n - r_m) \right] = \frac{1}{E_{\theta}} \cdot r_m \cdot p_1 \cdot \frac{dx}{x}.$$

Интегрируя последнее выражение в пределах от $x = r_m$ до $x = r_n$, находим:

$$\Delta(r_n - r_m) = \frac{1}{E_{\theta}} \cdot r_m \cdot p_1 \cdot \ln k_2. \quad (283)$$

Согласно фиг. 296

$$r_n + \Delta r_n = r_m + \Delta r_m + [(\Delta r_n - r_m) + \Delta(r_n - r_m)]. \quad (284)$$

Подставив выражения Δr_m , Δr_n и $\Delta(r_n - r_m)$ из уравнений (276), (279) и (283) в уравнение (284) и выражение p_2 из уравнения (281) в уравнение (279), находим:

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \left(\frac{1}{T+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p \\ p_2 &= \left(\frac{1}{T+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot p \end{aligned} \right\}; \quad (285)$$

где k_1 и k_2 имеют прежние значения, а

$$T = E_m \cdot \frac{F_n}{r_2} \left(\frac{1}{k} \cdot \frac{1}{r_n} + \frac{1}{E_6} \cdot \ln k_3 \right). \quad (286)$$

Подстановкой величин давлений p_1 и p_2 в уравнения (268), (269), (273), (274), (282) определяются формулы нормальных и радиальных напряжений в арматуре и торкрете и радиальных напряжений в бетоне. Формулы приведены в сводной табл. 57.

Третий расчётный случай (фиг. 297). Бетонное и торкретное кольца имеют трещины и работают только на сжатие; растяжение воспринимается одной арматурой.

Метод вывода расчётных формул для этого случая аналогичен первым двум.

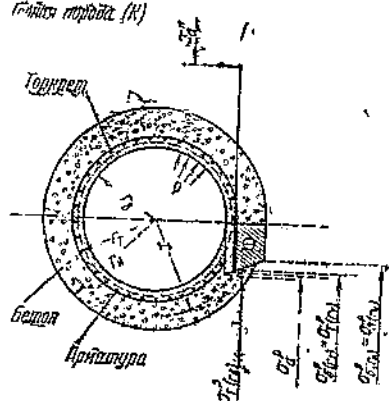
Ниже приводятся сводные табл. 56, 57 и 58 формул Мюльгофера для расчёта бетонной обделки, комбинированной обделки и бетонной обделки с внутренней металлической оболочкой, а также относящиеся к этим таблицам фиг. 298—304.

По аналогии с формулами Эйду и Галёркина формулы Мюльгофера могут быть применены для расчёта напорного тоннеля при отсутствии упругого отпора породы, если в них положить $k = 0$.

В этом случае в расчёте комбинированной обделки вспомогательные величины составляют:

$$Q = \infty \text{ (бесконечность).}$$

$$s = \frac{E_m}{E_6} \cdot \frac{F_n}{r_m} \left[\frac{1}{(k_2^2 - 1) \cdot \frac{1}{2}} + \frac{m+1}{m} \right] \quad (287)$$



Фиг. 297

и формулы нормальных напряжений в бетоне принимают вид:

$$\sigma_{\theta(x)}^n = \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{\left(\frac{r_n}{x} \right)^2 + 1}{k_2^2 - 1} \cdot p. \quad (288)$$

$$\sigma_{\theta(r_m)}^n = \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{k_2^2 + 1}{k_2^2 - 1} \cdot p. \quad (289)$$

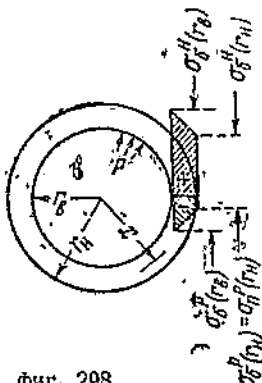
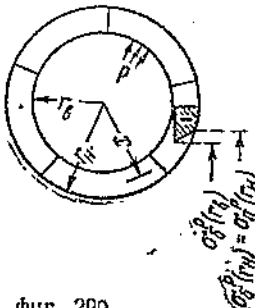
$$\sigma_{\theta(r_n)}^n = \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{2}{(k_2^2 - 1)} \cdot p. \quad (290)$$

Для вывода формул для статического расчёта обделки тоннеля на влияние температуры воды воспользуемся выведенными выше выражениями изменения длины радиуса выломки в породе, подвергнутой охлаждению в связи с прохождением в тоннеле воды с температурой t_0 ниже температуры горной породы T , и рассмотрим деформации самой обделки.

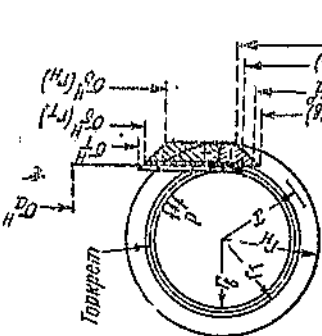
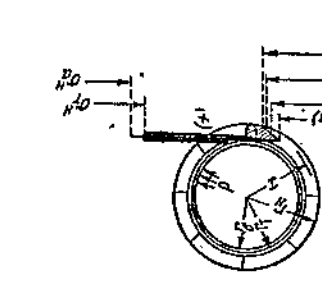
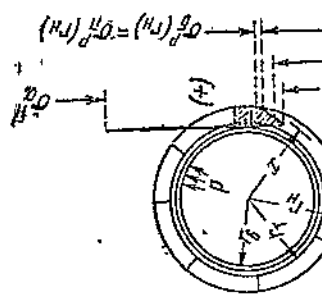
Если принять температуру замыкания кольца обделки при кладке её T , то при прохождении в тоннеле воды с температурой t_0 понижение температуры в обделке составит: $\Delta t = T - t_0$.

С другой стороны, учитываем разбухание бетона, постоянно смачиваемого водой, эквивалентное некоторому повышению температуры бетона на T' .

Расчётные формулы по Мюльгоферу для бетонной обделки

			Бетон без трещин, работает на сжатие и растяжение	Бетон имеет трещины, работает только на сжатие
Обозначения: r_θ } радиусы; $k_1 = \frac{r_n}{r_\theta}$ E_θ — модуль упругости бетона в кг/см^2 k — коэффициент упругого отпора породы в кг/см^2 m — число, обратное коэффициенту Пуассона для бетона x — расстояние от центра тоннеля в см p — внутреннее давление воды в кг/см^2			 фиг. 298	 фиг. 299
Q, R — вспомогательные величины			$Q = \frac{E_\theta}{k} \cdot \frac{1}{r_n} + \frac{m-1}{m}$	$R = E_\theta \frac{r_n - r_\theta}{r_\theta} \left(\frac{1}{k} \cdot \frac{1}{r_n} + \frac{1}{E_\theta} \frac{1}{k_1} \right)$
Напряжение в бетоне $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	Нормальное	На расстоянии x	$\sigma_{\theta(x)}^H = \frac{\left[\left(\frac{r_n}{x} \right)^2 + 1 \right] \frac{Q}{2} - 1}{\left(k_1^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} + 1} \cdot p$	$\sigma_\theta^H = 0$
		Внутреннее волокно	$\sigma_{\theta(r_\theta)}^H = \frac{\left(k_1^2 + 1 \right) \frac{Q}{2} - 1}{\left(k_1^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} + 1} \cdot p$	
		Наружное волокно	$\sigma_{\theta(r_n)}^H = \frac{Q - 1}{\left(k_1^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} + 1} \cdot p$	
	Радиальное	На расстоянии x	$\sigma_{\theta(x)}^P = - \frac{\left[\left(\frac{r_n}{x} \right)^2 - 1 \right] \frac{Q}{2} + 1}{\left(k_1^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} - 1} \cdot p$	$\sigma_\theta^P = - \frac{r_\theta}{x} \cdot p$ $\sigma_{\theta(r_\theta)}^P = - p$ $\sigma_{\theta(r_n)}^P = - \frac{1}{k_1} \cdot p$
		Внутреннее волокно	$\sigma_{\theta(r_\theta)}^P = - p$	
		Наружное волокно	$\sigma_{\theta(r_n)}^P = - \frac{1}{\left(k_1^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} + 1} \cdot p$	
Напряжение в породе $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	Радиальное	Внутреннее волокно	$\sigma_{n(r_n)}^P = - \frac{1}{\left(k_1^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} + 1} \cdot p$	$\sigma_{n(r_n)}^P = \frac{1}{k_1} \cdot p$

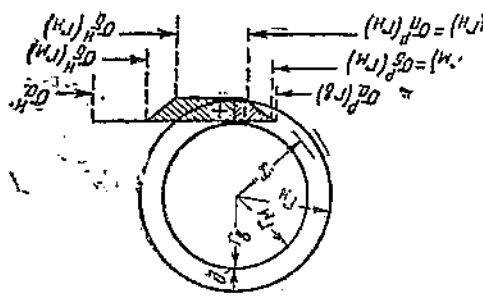
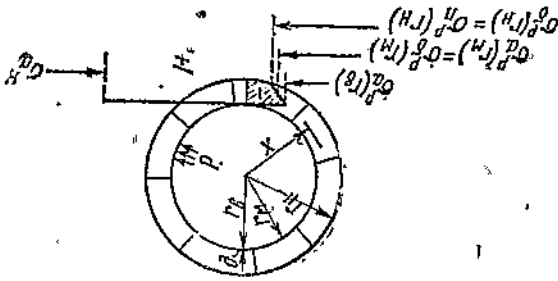
Расчётные формулы по Мюльгоферу для комбинированной обделки из внешнего бетонного и внутреннего железобетонного колец

	Бетон без трещин, работает на сжатие и растяжение	Бетон имеет трещины, растяжение воспринимается железобетон	Бетон и торкрет имеют трещины, растяжение воспринимается арматурой
Обозначения: $\left. \begin{aligned} r_a \\ r_m \\ r_n \end{aligned} \right\} \text{ радиусы; } k_1 = \frac{r_m}{r_a}; k_2 = \frac{r_n}{r_a}; k_3 = \frac{r_n}{r_m}$ $F_a \text{ — площадь сечения арматуры в см}^2/\text{см длины тоннеля}$ $F_n = (n-1)F_a + (r_m - r_a) \text{ — приведённое сечение железоторкрета}$ $E_a \text{ — модуль упругости железа в кг/см}^2$ $E_b \text{ — } \gg \gg \text{ бетона } \gg \gg$ $E_m \text{ — } \gg \gg \text{ торкрета } \gg \gg$ $k \text{ — коэффициент упругого отпора породо в кг/см}^2$ $n \text{ — число, обратное коэффициенту Пуассона для бетона}$ $\frac{E_a}{E_b}; \chi \text{ — расстояние от центра в см}$ $p \text{ — внутреннее давление воды в кг/см}^2$	 фиг. 300	 фиг. 301	 фиг. 302
Q, S, T, U — вспомогательные величины	$Q = \frac{E_b}{k} \cdot \frac{1}{r_n} + \frac{m-1}{m}$ $S = \frac{E_m}{E_b} \cdot \frac{F_n}{r_m} \left[\frac{Q-2}{(k_2^2-1)} + \frac{m+1}{2} + \frac{m}{m} \right]$	$T = E_m \cdot \frac{F_n}{r_m} \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{r_n} + \frac{1}{E_b} \ln k_2 \right)$	$U = E_a \cdot \frac{F_a}{\frac{1}{2} (r_a + r_m)} \cdot \left[\frac{1}{k} + \frac{1}{r_n} + \frac{1}{E_n} \cdot \ln \frac{1}{\frac{1}{2} (r_a + r_m)} + \frac{1}{E_b} \cdot \ln k_2 \right]$

		Бетон без трещин, работает на сжатие и растяжение	Бетон имеет трещины, растяжение воспринимается железобетонным	Бетон имеет трещины, растяжение имеют трещины, растяжение воспринимается арматурой
Напряжение в железе кг/см ²	Нормальное	$\sigma_a^H = \left(\frac{s}{s+1}\right) \cdot n \cdot F_n \cdot \frac{r_a}{F_n} \cdot p$	$\sigma_a^H = \left(\frac{T}{T+1}\right) \cdot n \cdot F_n \cdot \frac{r_a}{F_n} \cdot p$	$\sigma_a^H = \left(\frac{U}{U+1}\right) \cdot \frac{r_a}{F_a} \cdot p$
	Радиальное	$\sigma_a^P = -\frac{1}{2} \left[1 + \frac{1}{(s+1)k_1} \right] \cdot p$	$\sigma_a^P = -\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{(T+1) \cdot k_1} \right) \cdot p$	$\sigma_a^P = -\left(\frac{U}{U+1}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{r_a}{(r_a + r_m)} \cdot p$
Напряжение в торкрете кг/см ²	Нормальное	$\sigma_m^H = \left(\frac{s}{s+1}\right) \cdot \frac{r_a}{F_n} \cdot p$	$\sigma_m^H = \left(\frac{T}{T+1}\right) \cdot \frac{r_a}{F_n} \cdot p$	$\sigma_m^H = 0$
	Радиальное	$\sigma_m^P(r) = -p$ $\sigma_m^P(r_n) = -\left(\frac{1}{s+1}\right) \cdot \frac{1}{k_2} \cdot p$	$\sigma_m^P(r) = -p$ $\sigma_m^P(r_m) = -\left(\frac{1}{T+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p$	$\sigma_m^P(r) = -p$ $\sigma_m^P(r_m) = -\left(\frac{1}{U+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p$
Напряжение в бетоне кг/см ²	На расстоянии x	$\sigma_b^H(x) = \left(\frac{1}{s+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \left[\left(\frac{r_n}{x}\right)^2 + 1 \right] \frac{Q}{2} - 1, p$ $\left(k_2^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} + 1$		
	Внутреннее волокно	$\sigma_b^H(r_m) = \left(\frac{1}{s+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \left(k_2^2 + 1 \right) \frac{Q}{2} - 1$ $\left(k_2^2 - 1 \right) \frac{Q}{2} + 1 \cdot p$	$\sigma_b^H = 0$	$\sigma_b^H = 0$

Напряжение в бетоне кг/см ²	Напряжение Радиальное	Наружное волокно	На расстоянии x	Наружное волокно	Внутреннее волокно	Наружное волокно	Внутреннее волокно	Напряжение в породе кг/см ²
				$\sigma_{\theta(r_n)}^H = \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{Q-1} \cdot \frac{Q}{\frac{Q}{2}+1}$	$\sigma_{\theta(x)}^H = - \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{Q-1} \cdot \frac{Q}{\frac{Q}{2}+1}$	$\sigma_{\theta(r_n)}^p = - \left(\frac{1}{T+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{x} \cdot \frac{r_0}{x}$	$\sigma_{\theta(r_m)}^p = - \left(\frac{1}{U+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{x}$	$\sigma_{\theta(r_n)}^p = - \left(\frac{1}{U+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot \frac{p}{x}$
				$\sigma_{\theta(r_n)}^H = - \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{Q-1} \cdot \frac{Q}{\frac{Q}{2}+1}$	$\sigma_{\theta(r_m)}^H = - \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{Q-1} \cdot \frac{Q}{\frac{Q}{2}+1}$	$\sigma_{\theta(r_n)}^p = - \left(\frac{1}{T+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot \frac{p}{x}$	$\sigma_{\theta(r_m)}^p = - \left(\frac{1}{U+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot \frac{p}{x}$	$\sigma_{\theta(r_n)}^p = - \left(\frac{1}{U+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot \frac{p}{x}$
				$\sigma_{\theta(r_n)}^H = - \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{Q-1} \cdot \frac{Q}{\frac{Q}{2}+1}$	$\sigma_{\theta(r_m)}^H = - \left(\frac{1}{s+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{p}{Q-1} \cdot \frac{Q}{\frac{Q}{2}+1}$	$\sigma_{\theta(r_n)}^p = - \left(\frac{1}{T+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot \frac{p}{x}$	$\sigma_{\theta(r_m)}^p = - \left(\frac{1}{U+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot \frac{p}{x}$	$\sigma_{\theta(r_n)}^p = - \left(\frac{1}{U+1} \right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot \frac{p}{x}$

Расчётные формулы по Мюллгоферу для бетонной оболочки с внутренней металлической оболочкой

	Бетон без трещин, работает на сжатие и растяжение	Бетон имеет трещины, растяжение воспринимается железом
Обозначения: $\left. \begin{matrix} r_a \\ r_m \\ r_n \end{matrix} \right\} \text{ радиусы; } k_1 = \frac{r_m}{r_a}; k_2 = \frac{r_n}{r_a}; k_3 = \frac{r_n}{r_m}$ $= \frac{r_n}{r_a}$ δ — толщина металлической оболочки в см; E_a — модуль упругости железа в кг/см² E_b — модуль упругости бетона » » k — коэффициент упругого отпора породоу в кг/см² m — число, обратное коэффициенту Пуассона для бетона $\frac{E_a}{E_b}$; χ — расстояние от центра в см $n = \frac{E_a}{E_b}$; χ — расстояние от центра в см p — внутреннее давление воды в см	 фиг. 303	 фиг. 304
Q, V, W — вспомогательные величины	$Q = \frac{E_b}{k} \cdot \frac{1}{r_n} + \frac{m-1}{m}$ $V = \frac{E_a}{E_b} \cdot \frac{\partial}{r_m} \left[\frac{Q-2}{(k_2^2-1)^{\frac{Q}{2}+1}} + \frac{m+1}{m} \right]$	$W = E_a \cdot \frac{\partial}{r_m} \left(\frac{1}{k} \cdot \frac{1}{r_n} \cdot \frac{1}{E_b} \cdot k_3 \right)$
Нормальное	$\sigma_a^H = \left(\frac{V}{V+1} \right) \cdot \frac{r_a}{\delta} \cdot p$	$\sigma_a^H = \left(\frac{W}{W+1} \right) \cdot \frac{r_a}{\delta} \cdot p$

Напряжение в железе кг/см ²	Радиальное	Внутреннее волокно	$\sigma_{a(r)}^p = -p$	$\sigma_{a(r)}^p = -p$
		Наружное волокно	$\sigma_{a(r_n)}^p = -\left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p$	$\sigma_a^p(r_m) = -\left(\frac{1}{W+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p$
		На расстоянии x	$\sigma_{a(x)}^p = \left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \left[\frac{r_n^2}{x} + 1\right] \cdot \frac{Q-1}{k_2-1} \cdot \frac{Q}{2} + 1 \cdot p$	
			$\sigma_{b(r_m)}^p = \left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \left(\frac{k_2+1}{2} - 1\right) \cdot p$	$\sigma_b^p = 0$
Напряжение в бетоне кг/см ²	Нормальное	Внутреннее волокно	$\sigma_{b(r_m)}^p = \left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \left(\frac{k_2+1}{2} - 1\right) \cdot p$	
		Наружное волокно	$\sigma_{b(r_n)}^p = \left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{Q-1}{\left(\frac{k_2-1}{2} + 1\right)} \cdot p$	
		На расстоянии x	$\sigma_{b(x)}^p = -\left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \left[\left(\frac{r_n}{x}\right)^2 - 1\right] \cdot \frac{Q}{2} + 1 \cdot p$	$\sigma_{b(x)}^p = -\left(\frac{1}{W+1}\right) \cdot \frac{r_n}{x} \cdot p$
	Радиальное	Внутреннее волокно	$\sigma_{b(r_m)}^p = -\left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p$	$\sigma_{b(r_m)}^p = -\left(\frac{1}{W+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot p$
		Наружное волокно	$\sigma_{b(r_n)}^p = -\left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{1}{\left(\frac{k_2-1}{2} + 1\right)} \cdot p$	$\sigma_{b(r_n)}^p = -\left(\frac{1}{W+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot p$
Напряжение в породе	Радиальное	Внутреннее волокно	$\sigma_{b(r_n)}^p = -\left(\frac{1}{V+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{1}{\left(\frac{k_2-1}{2} + 1\right)} \cdot p$	$\sigma_{b(r_n)}^p = -\left(\frac{1}{W+1}\right) \cdot \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \cdot p$

В результате наибольшая разность температуры в обделке против температуры замыкания составит

$$\Delta t = T' - (T - t_0). \quad (291)$$

Деформация наружного радиуса обделки выражается формулой

$$\Delta' r_n = \alpha \cdot \Delta t \cdot r_n, \quad (292)$$

где α — коэффициент линейного расширения материала обделки.

Приведённые выше формулы деформаций радиуса выломки и наружного радиуса обделки выведены в предположении, что порода и обделка могут деформироваться независимо друг от друга. На самом же деле, они в той или иной степени связаны между собой в силу сцепления бетона с шероховатой и неровной поверхностью скальной выработки и благодаря заполнительной и укрепительной цементации породы.

От охлаждения радиус выработки стремится увеличиться, а порода отстать от обделки. Деформации же обделки могут быть положительными (удлинение радиуса) и отрицательными.

В первом случае деформация обделки помогает ей следовать за породой, однако в недостаточной степени, так как обычно деформации обделки меньше деформаций породы. Во втором случае (укорочение радиуса обделки) деформации обделки и породы происходят в разных направлениях.

В обоих случаях обделка и порода стремятся оторваться друг от друга, причём между обделкой и породой возникает давление, стремящееся увеличить наружный радиус обделки и, следовательно, эквивалентное некоторому добавочному внутреннему давлению воды, и уменьшить радиус выработки. Таким образом, действие температуры вызывает появление дополнительных нормальных (растягивающих) напряжений в обделке.

Для определения возникающего между породой и обделкой добавочного давления p воспользуемся решением задачи о распределении напряжений в стенках составных цилиндрических трубок¹.

В нашем случае кольцо обделки вложено в скальное кольцо, толщину которого можно принять бесконечно большой (фиг. 305).

Уравнение для определения p имеет вид:

$$\delta = (\delta_1 + \delta_2) = \frac{p \cdot r_n}{E_{обд}} \left(\frac{r_n^2 + r_s^2}{r_n^2 - r_s^2} + \mu_1 \right) + \frac{p \cdot r_n}{E_{пор}} \left(\frac{r_{пор}^2 + r_n^2}{r_{пор}^2 - r_n^2} - \mu_2 \right); \quad (293)$$

где δ_1 — деформация (растяжение) кольца обделки под действием давления p ;

δ_2 — деформация (сжатие) кольца породы под действием того же давления;

$E_{обд}$ — модуль упругости материала обделки на растяжение;

$E_{пор}$ — модуль упругости породы на сжатие;

μ_1 — коэффициент Пуассона материала обделки;

μ_2 — то же породы.

Так как практически внешний радиус кольца породы $r_{пор} = \infty$, то

$$\frac{r_{пор}^2 + r_n^2}{r_{пор}^2 - r_n^2} = 1$$

Фиг. 305

и уравнение (293) принимает вид:

$$\delta = p \cdot r_n \left[\frac{1}{E_{обд}} \left(\frac{r_n^2 + r_s^2}{r_n^2 - r_s^2} + \mu_1 \right) + \frac{1}{E_{пор}} (1 - \mu_2) \right],$$

¹ С. Тимошенко, курс сопротивления материалов, 1916 г., стр. 338.

откуда

$$p = \frac{\delta}{r_n \left[\frac{1}{E_{обд}} \left(\frac{r_n^2 + r_0^2}{r_n^2 - r_0^2} + \mu_1 \right) + \frac{1}{E_{гор}} (1 - \mu_2) \right]} \quad (294)$$

Вычисленное давление приложено на грани соприкосновения обделки с породой. Для перехода к эквивалентному внутреннему давлению в тоннеле пользуемся уравнением:

$$p_{внут} \cdot 2\pi \cdot r_0 = p_{внеш} \cdot 2\pi \cdot r_n,$$

откуда

$$p_{внут} = p_{внеш} \cdot \frac{r_n}{r_0}.$$

Таким образом, добавочное внутреннее давление в тоннеле, вызываемое изменением температуры воды, составляет:

$$p = \frac{\delta}{r_0 \left[\frac{1}{E_{обд}} \left(\frac{r_n^2 + r_0^2}{r_n^2 - r_0^2} + \mu_1 \right) + \frac{1}{E_{гор}} (1 - \mu_2) \right]} \quad (295)$$

Как метод Фантоли, так и изложенный выше метод определения добавочного внутреннего давления основаны на ряде допущений, не вполне соответствующих действительному состоянию породы и условиям совместной работы её с обделкой. Одним из таких допущений является предположение об изотропности скальной породы и о равномерном распределении в ней температуры; между тем в действительности имеет место более или менее значительная трещиноватость, присущая породе в её естественном состоянии, а также вызываемая взрывными работами при проходке тоннеля.

Статические расчёты обделки напорного тоннеля на рассмотренные выше нагрузки (внутреннее давление воды, наружное горное давление, собственный вес обделки, наружное давление воды и влияние температуры воды, протекающей в тоннеле) производятся в последовательности, соответствующей различным стадиям производства работ.

Применительно к комбинированному типу обделки, состоящей из наружного бетонного и внутреннего железоторкретного колец, следует рассматривать такие стадии:

I стадия. Установка кружал и кладка бетонного кольца, раскружалывание

II стадия. Установка арматуры и торкретирование; нагнетание песчано-цементного раствора за обделку (заполнительная и укрепительная цементация)

III стадия. Тоннель введён в эксплуатацию и работает под напором

Расчёт бетонного кольца на наружное горное давление, собственный вес обделки и наружное давление воды

Те же нагрузки, но с учётом укрепления породы цементацией

Расчёт на совместное действие внутреннего давления воды и прочих нагрузок (в том числе влияния температуры)

Основными и определяющими размеры обделки являются расчёты по I и III стадиям.

В расчёте на совместное действие внутреннего давления воды и прочих нагрузок напряжения, рассчитанные для каждой группы нагрузок в отдельности, суммируются и определяют полные напряжения в обделке.

При действии всех нагрузок, кроме внутреннего давления воды, равномерно распределённого по внутреннему профилю тоннеля (включая добавочное давление, эквивалентное влиянию температуры), в обделке возникают нормальные силы и моменты, напряжения от которых вычисляются по формулам внецентренного сжатия для бетонной обделки:

$$\sigma' = \frac{\Sigma N}{F^0} \pm \frac{\alpha \Sigma M}{W}$$

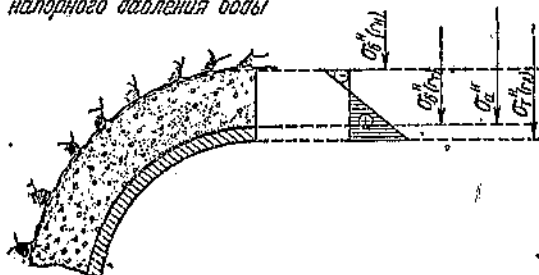
и для железобетонной обделки

$$\sigma' = -\frac{\sum N}{F_n} \pm \frac{\alpha \sum M \cdot x}{I},$$

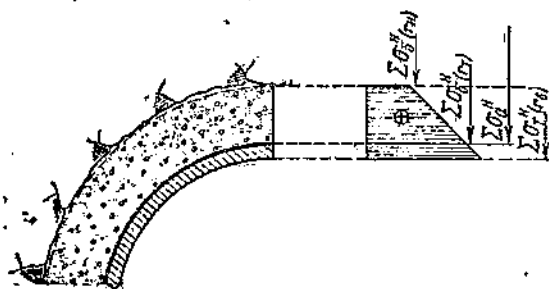
где $\sum N$ — сумма нормальных сил от всех нагрузок;

$\sum M$ — сумма моментов от всех нагрузок;

*При действии всех нагрузок, кроме внутреннего
напорного давления воды*



*2. При действии всех нагрузок, включая внутреннее
напорное давление воды.*



Фиг. 306

F_b — площадь сечения бетонной обделки;

F_n — приведённая площадь сечения железобетонной обделки, равная $F_b + 15 \cdot F_a$, где F_a — площадь сечения арматуры;

W — момент сопротивления сечения бетонной обделки;

$\frac{I}{x}$ — момент сопротивления сечения железобетонной обделки, причём I — момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести, и x — расстояние центра тяжести сечения от соответствующей грани обделки;

$\alpha \approx 0,6$ — коэффициент приведения расчётных растягивающих напряжений от момента к осевому растяжению.

При действии внутреннего давления воды в обделке возникают растягивающие (нормальные) напряжения σ'' и сжимающие (радиальные) напряжения σ^r .

При совместном действии всех нагрузок растягивающие или сжимающие напряжения от нормальных сил и моментов суммируются с растягивающими (нормальными) напряжениями от внутреннего давления воды, чем и определяется напряжённое состояние обделки в период эксплуатации тоннеля (фиг. 306).

Наиболее напряжённым участком обделки является внутренняя поверхность обделки в верхнем сечении по вертикальному диаметру ($\varphi = 0$); здесь суммируются наибольшие растягивающие напряжения от внутреннего давления воды и от нормальных сил и моментов.

На других поверхностях и в других сечениях обделки имеют место суммирование растягивающих напряжений от внутреннего давления и сжимающих напряжений от нормальных сил и моментов (внешняя поверхность по вертикальному и внутренняя поверхность по горизонтальному диаметрам) или же суммирование растягивающих напряжений от тех и других нагрузок (внешняя поверхность по горизонтальному диаметру); однако в этих сечениях суммарные растягивающие напряжения оказываются обычно меньше, чем на внутренней поверхности по вертикальному диаметру.

3. Числовой пример

Основные расчётные данные:

1. Внутренний радиус тоннеля $r_0 = 1,60$ м.

2. Напор (внутреннее давление воды) над замком тоннеля $p = 30$ м, т. е. 3 кг/см^2 .

3. Порода — гранит. Коэффициент крепости $f = 8$. Коэффициент упругого отпора (для данного сечения тоннеля) $k = 100 \text{ кг/см}^2$. Объемный вес породы $\gamma_n = 2500 \text{ кг/м}^3$. Боковое давление породы отсутствует.

4. Наружное давление воды отсутствует.

5. Обделка комбинированного типа. Общая толщина обделки 40 см; толщина бетонного кольца 32 см, железобетонного кольца 8 см.

6. Температура породы до постройки тоннеля $T = 12^\circ$.

7. Наиболее низкая температура протекающей в тоннеле воды $t_0 = 0,2^\circ$.

8. Длительность периода протекания воды с $t_0 = 0,2^\circ$ согласно кривой средних температур за средний год (фиг. 307) = 150 дней = 3600 час.

9. Температура замыкания обделки $T = 12^\circ$.

Разбухание бетона обделки принимается эквивалентно повышению температуры на $T' = 15^\circ$.

Высота параболы обрушения вертикального горного давления, вычисленная по Протоdjякову, составляет:

$$h_1 = \frac{l}{2f} = \frac{2r_n}{2f} = \frac{2(1,60 + 0,40)}{2 \cdot 8} = 0,25 \text{ м.}$$

Полученная незначительная величина горного давления не имеет практического значения и ею можно пренебречь.

По соображениям, изложенным выше, пренебрегаем также действием собственного веса обделки.

Таким образом, в данных условиях в статическом расчёте обделки должны быть учтены лишь следующие нагрузки:

1) внутреннее давление воды, равномерно распределённое по внутреннему профилю тоннеля,

2) внутреннее давление воды, заполняющей тоннель без напора,

3) влияние температуры воды.

Для упрощения расчёта первые две нагрузки объединяем, считая напор до центра тоннеля. Тогда расчётный напор составит

$$p = 30 + 1,6 = 31,6 \text{ м, т. е. } 3,16 \text{ кг/см}^2.$$

Расчёт производим по методу Мюльгофёра для комбинированного типа обделки.

Вычисляем расчётные и вспомогательные величины:

$$r_0 = 160 \text{ см; } r_m = 168 \text{ см; } r_n = 200 \text{ см;}$$

$$k_1 = \frac{r_m}{r_0} = 1,05; \quad k_2 = \frac{r_n}{r_m} = 1,19; \quad k_3 = \frac{r_n}{r_0} = 1,25.$$

Площадь сечения арматуры определяем из условия восприятия ею полного усилия от внутреннего давления, составляющего

$$N = p \cdot r_0 = 31,6 \cdot 1,6 = 50,5 \text{ т.}$$

При допуске напряжении в железе на растяжение 1250 кг/см^2 площадь сечения арматуры должна составить на 1 пог. м тоннеля

$$F_a = \frac{50500}{1250} = 40,3 \text{ см}^2 \text{ (9 } \varnothing 24 \text{ мм)}$$

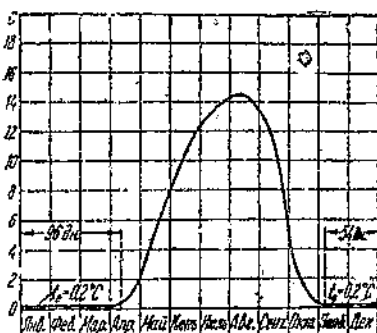
и на 1 пог. см тоннеля

$$F_a = 0,40 \text{ см}^2.$$

Модуль упругости бетона $E_b = 140000 \text{ кг/см}^2$

Модуль упругости торкрета $E_t = 140000 \text{ кг/см}^2$

Модуль упругости стали $E_a = 2100000 \text{ кг/см}^2$



Фиг. 307

$$\text{Отношение } n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = 15.$$

Приведённое сечение железоторкрета

$$F_n = (n-1)F_a + (r_m - r_s) = 14 \cdot 0,40 + 8 = 13,6 \text{ см}^2.$$

Число, обратное коэффициенту Пуассона для бетона, принимаем:
 $m = 6.$

Вспомогательные величины

$$Q = \frac{E_b}{k} \cdot \frac{1}{r_n} + \frac{m-1}{m} = \frac{140\,000}{100} \cdot \frac{1}{200} + \frac{5}{6} = 7,83.$$

$$s = \frac{E_m}{E_b} \cdot \frac{F_n}{r_m} \left[\frac{Q-2}{(k_2^2-1) \cdot \frac{Q}{2} + 1} + \frac{m+1}{m} \right] =$$

$$= \frac{140\,000}{140\,000} \cdot \frac{13,6}{16,8} \left[\frac{7,83-2}{(1,19^2-1) \cdot \frac{7,83}{2} + 1} + \frac{7}{6} \right] = 0,273,$$

Наибольшие растягивающие (нормальные) напряжения в бетоне возникают в одном расчётном случае на внутренней поверхности бетонного кольца

$$\sigma_{\theta(r_m)}^H = \frac{1}{s+1} \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{(k_2^2+1) \frac{Q}{2} - 1}{(k_2^2-1) \frac{Q}{2} + 1} \cdot p =$$

$$= \frac{1}{1,273} \cdot \frac{1}{1,05} \cdot \frac{(1,19^2+1) \frac{7,83}{2} - 1}{(1,19^2-1) \frac{7,83}{2} + 1} \cdot 3,16 = 7,60 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшие растягивающие напряжения в торкрете имеют место во II расчётном случае, а в арматуре в III расчётном случае. Эти напряжения, так же как и сжимающие (радиальные) напряжения, во всех расчётных случаях не выходят из пределов допускаемых. Расчёт этих напряжений опускаем.

Расчёт на влияние температуры производим по методу Фантоли. Для гранита принимаем следующие характеристики:

коэффициент теплоёмкости $\beta = 0,20 \text{ кал/кг}$,
 или при объёмном весе породы $2\,500 \text{ кг/м}^3$

$$\beta = 0,20 \cdot 2\,500 = 500 \text{ кал/м}^3;$$

коэффициент теплопроводности $C = 3,0 \text{ кал/м}^2 \cdot \text{ч}$;

коэффициент линейного расширения $\alpha_L = 0,000004$.

Вычисляем величину

$$\frac{2C}{\beta \cdot r_n^2} \cdot \tau = \frac{2 \cdot 3,0}{500 \cdot 2,0^2} \cdot 3\,600 = 10,8.$$

По графику фиг. 292 находим соответствующее отношение

$$\frac{R}{r_n} = 5,5,$$

откуда радиус зоны охлаждения составляет

$$R = 5,5 \cdot 2 = 11,0 \text{ м.}$$

Увеличение радиуса выработки определяется по формуле

$$\Delta r_n = \alpha \cdot \Omega_0 \cdot r_n \left[\frac{\frac{R}{r_n} - 1}{e_n \frac{R}{r_n}} - 1 \right],$$

где Ω_0 — разность температуры породы и воды

$$\Omega_0 = 12^\circ - 0,2^\circ = 11,8^\circ.$$

$$\Delta r_n = 0,000004 \cdot 11,8 \cdot 2,0 \left[\frac{5,5 - 1}{1,5 \cdot 5,5} - 1 \right] = 0,000156 \text{ м.}$$

Понижение температуры обделки против температуры замыкания

$$\Delta t = T - t_0 = 12^\circ - 0,2^\circ = 11,8^\circ.$$

С учётом разбухания бетона, эквивалентного повышению температуры на 15° , суммарное изменение температуры обделки составляет

$$\Delta t = 15^\circ - 11,8^\circ = \div 3,2^\circ.$$

Удлинение наружного радиуса обделки при коэффициенте линейного расширения железобетона $\alpha = 0,000135$.

$$\Delta' r_n = \alpha \Delta t \cdot r_n = 0,000135 \cdot 3,2 \cdot 2,0 = 0,00009 \text{ м.}$$

Сумма деформаций наружного радиуса обделки и радиуса выломки

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 0,000156 - 0,000090 = 0,000066 \text{ м.}$$

Коэффициенты Пуассона принимаем

для обделки $\mu_1 = 0,16$,

для породы $\mu_2 = 0,30$.

Модуль упругости обделки $E_{обд} = 140\,000 \text{ кг/см}^2$.

Модуль упругости породы определяем по формуле

$$E_{пор} = k(1 + \mu) \cdot r_n = 100 \cdot 1,3 \cdot 200 = 26\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Добавочное внутреннее давление вычисляется по формуле:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{\delta}{r_n \left[\frac{1}{E_{обд}} \left(\frac{r_n^2 + r_s^2}{r_n^2 - r_s^2} + \mu_1 \right) + \frac{1}{E_{пор}} (1 - \mu_2) \right]} = \\ &= \frac{0,0066}{160 \left[\frac{1}{140\,000} \left(\frac{200^2 + 160^2}{200^2 - 160^2} + 0,16 \right) + \frac{1}{26\,000} (1 - 0,30) \right]} = 0,7 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

Исходя из ранее вычисленного растягивающего напряжения в бетоне $7,60 \text{ кг/см}^2$ при напоре $3,16 \text{ кг/см}^2$, добавочные напряжения в бетоне от давления $0,7 \text{ кг/см}^2$ составят

$$\sigma_{б(r_m)}^H = \frac{7,60 \cdot 0,7}{3,16} = 1,69 \text{ кг/см}^2$$

и суммарное наибольшее растягивающее напряжение в бетоне от действия внутреннего давления воды и влияния температуры

$$\Sigma \sigma_{б(r_m)}^H = 7,60 + 1,69 = 9,29 \text{ кг/см}^2,$$

что не превосходит допускаемых напряжений на растяжение в бетоне марки $\sigma_{б28} = 110 \text{ кг/см}^2$.

При заложении напорного тоннеля в породах с горным давлением в статическом расчёте должны быть учтены кроме внутреннего давления воды и влияния температуры, вертикальное и боковое горное давление, собственный вес обделки, в зависимости от гидрогеологических условий, наружное давление воды. Соответствующие расчёты изложены в главе VI.

§ 49. ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ О СТАТИЧЕСКОМ РАСЧЁТЕ ОБДЕЛОК БЕЗНАПОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Отсутствие в безнапорных тоннелях основной нагрузки, присущей напорным тоннелям, — внутреннего напорного давления воды — позволяет установить почти полную аналогию безнапорных гидротехнических тоннелей с сухопутными в отношении статических условий работы обделки.

В обоих случаях основной статической нагрузкой, решающей вопросы конструкции и размеров обделки, является наружное горное давление, второстепенными нагрузками — собственный вес обделки и наружное давление воды, определяющееся гидрогеологическими условиями тоннеля.

В безнапорном тоннеле, кроме того, имеется нагрузка в виде внутреннего давления воды по треугольнику соответственно наполнению тоннеля. Теоретически эта нагрузка, составляющая основное отличие безнапорного гидротехнического тоннеля от сухопутного, влияет на работу обделки лишь в незначительной степени.

Однако практически наличие воды ставит обделку гидротехнического тоннеля по сравнению с сухопутным тоннелем в более невыгодные условия работы, а именно:

1) просачивание воды изнутри через обделку неблагоприятно действует на материал обделки (выщелачивание цемента, ржавление арматуры);

2) в недостаточно благоприятных геологических условиях просачивание воды изнутри через обделку в породу ухудшает её свойства и вымывает её, что способствует нарастанию горного давления;

3) при наличии в протекающей в тоннеле воде наносов с частицами очень крепких пород происходит истирание внутренней поверхности обделки; в первую очередь слоя цементной штукатурки, обычно укладываемой для уменьшения шероховатости;

4) при наличии в породе агрессивно действующих на бетон и легко растворимых водой химических примесей (гипс, ангидрид, пирит и др.) просачивающаяся изнутри через обделку вода активизирует агрессию, разрушающим образом действующую на обделку тоннеля.

Приведённые неблагоприятные факторы вызывают необходимость применения в гидротехнических, в том числе безнапорных, тоннелях специальных мероприятий для повышения водонепроницаемости обделки.

Эти мероприятия сводятся в основном к получению достаточно плотного бетона путём соответствующего подбора его состава и применения вибраторов для хорошего уплотнения бетона во время кладки и к нагнетанию цементного раствора за обделку (заполнительная цементация). Последнее мероприятие, кроме того, даёт общее улучшение условий работы обделки на горное давление.

Таким образом, статические условия работы обделки безнапорного тоннеля, по аналогии с сухопутным тоннелем, зависят в основном от геологических условий.

При расположении безнапорного тоннеля в крепких скальных породах и при достаточно глубоком заложении тоннеля обделка его не несёт никакой нагрузки от наружного горного давления и служит лишь для выравнивания выработки и обеспечения требуемых гидравлических условий.

В породах, проявляющих горное давление, статические условия работы обделок определяются размером и характером последнего. Здесь полностью применимы положения статического расчёта и конструирования обделок сухопутных тоннелей, изложенные в главах VII и VIII настоящей книги.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЁТА ОБДЕЛОК, ВОЗВОДИМЫХ
ОТКРЫТЫМ СПОСОБОМ

§ 50. РАСЧЁТНЫЕ НАГРУЗКИ

1. Постоянные нагрузки

Основная конструкция тоннельной обделки, возводимой открытым способом, рассчитывается на следующие виды нагрузок.

Давление грунта и воды. Определение горизонтального давления грунта на конструкцию мелкозаложенных тоннелей производится по общеизвестным формулам давления на подпорные стенки, что полностью применимо и к расчёту конструкций, так как при наличии жёсткой конструкции перекрытия и лотка, обеспечивающих устойчивость боковых стен, последние имеют лишь один вид деформаций — прогиб от изгиба в вертикальной плоскости. Величина этого прогиба для боковых стен тоннеля в действительности очень мала и, следовательно, давление грунта необходимо определять, исходя из общей деформации грунта, а не из случая предельного равновесия.

Кроме давления грунта на конструкцию тоннеля производят давление и грунтовые воды, свободный горизонт которых полностью восстанавливается после прекращения водопонижения.

Таким образом, суммарное давление на боковые стены определяется несколько сложнее, чем это имеет место при расчёте конструкции крепления котлована, и складывается из давления грунта и гидростатического давления.

Давление грунта при наличии свободного горизонта грунтовых вод выше рассматриваемого уровня земли подсчитывается, исходя из закона Архимеда, по которому всякое тело, полностью или частично погружённое в жидкость, испытывает в ней давление снизу вверх, равное весу жидкости, вытесненной данным телом.

Но так как грунт за боковой стеной — не плотное тело, то необходимо учесть количество пустот в грунте.

Количество последних колеблется в пределах от 30 до 48% и в гравии доходит до 50% от общего объёма.

Кроме того, надо учесть, что угол внутреннего трения грунта под водой меньше такового для сухого грунта.

При определении давления грунта можно руководствоваться обычной формулой

$$R = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right), \quad (296)$$

но значения γ и φ_2 нужно принимать с учётом погружения грунта в воду. Таким образом, эпюра давления грунта будет изображаться ломаной линией, причём изменение интенсивности (начало перелома прямой) совпадает с горизонтом грунтовых вод.

Давление грунтовой воды изображается эпюрой в виде равнобедренного треугольника, гипотенуза которого (линия давления) направлена под углом в 45°

к горизонту. Поэтому гидростатическое давление на любом уровне определяется по формуле

$$p = \gamma \cdot h,$$

где $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$,

h — высота слоя воды над поверхностью данного уровня в метрах и p — давление в кг на 1 м^2 поверхности стенки.

Грунт, засыпанный на перекрытие, всем своим весом давит на конструкцию перекрытия, создавая вертикальную нагрузку на тоннельную обделку. Давление это на 1 м^2 перекрытия определяется по формуле:

$$p = \gamma_1 \cdot H, \quad (297)$$

где γ_1 — объёмный вес грунта засыпки, обычно принимаемый равным 1800 кг/м^3 , причём эту же величину можно принимать для учёта веса мостовой, подземных сооружений, гидроизоляции с защитным слоем и т. д.;

H — высота засыпки в метрах, определяемая по оси тоннеля от верха его перекрытия (не считая изоляцию и защитный слой) до красной планировочной отметки поверхности мостовой.

Давление от сооружений, расположенных в пределах призмы обрушения. Горизонтальное давление от сооружений, расположенных в непосредственной близости от стен тоннеля, находится из предположения, что давление в грунте распространяется под углом в 45° .

Поэтому от самой ближайшей к тоннелю грани фундамента сооружения проводят плоскость под углом в 45° к горизонту. От линии пересечения этой плоскости с поверхностью стены к давлению грунта начинает прибавляться давление от веса сооружения.

Зная давление на 1 пог. м основания под фундаментом здания n , глубину заложения фундаментов h_1 и расстояние от обреза фундамента до бровки котлована, нетрудно определить добавочное давление на глубине h_2 , приняв, что распространение давления в грунте будет происходить под углом в 45° .

Тогда напряжение на уровне земли, отстоящем от поверхности на расстоянии h_2 , составит:

$$p = \left(h_0 + h_2 + \frac{h_1}{\gamma} \right) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_0}{2} \right).$$

С уровня h_2 необходимо при определении давления грунта прибавлять к высоте стенки высоту $h_0 = \frac{n}{\gamma}$. Так как при сооружении тоннелей проходка

открытых котлованов в большинстве случаев осуществляется в сухих или осушенных грунтах и благодаря принятым методам разработки грунта и системе крепления котлованов грунт за боковым ограждением не теряет своей плотности; необходимо при определении давления по формуле Кулона-Ранкина учитывать:

1) трение, возникающее между стенкой крепления и грунтом, для чего и приводится табл. 59, разработанная проф. Креем для частного случая вертикальных стен и горизонтальной поверхности земли;

2) угол естественного откоса заменять на угол внутреннего трения.

В отношении определения угла внутреннего трения и расчёта давления грунта по предельному случаю равновесия надо сказать, что общеизвестные формулы давления выведены главным образом для стенок, которые могут подвергнуться сдвигу или осадке; иначе говоря, для стенок из массивной кладки (подпорные стенки набережных и т. п.).

Что же касается шпунтовых и свайных ограждений, то здесь, как показал опыт, величина давления получается меньше.

Причиной этого явления служит то обстоятельство, что благодаря полному закреплению свай при пробивке их в нетронутый грунт низ ограждения можно принять неподвижным. Если к тому же верхняя часть ограждения удерживается в незыблемом положении при помощи анкеров, то под действием давления грунта может возникнуть лишь деформация крепления в виде прогиба и, следовательно, вместо полной призмы обрушения, которая может давить на подпорную стенку,

в данном случае на поддающееся изгибу ограждение будет нажимать призма обрушения, меньшая по своему объёму.

Значения коэффициента бокового давления грунта

Таблица 59

Степь вертикальна, а поверхность земли горизонтальна
 δ° — угол трения между грунтом и стенкой;
 φ° — угол внутреннего трения грунта.

φ°	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50
$\delta^\circ = 0$	0,491	0,449	0,406	0,369	0,334	0,301	0,272	0,242	0,216	0,192	0,170	0,132
+ 5	0,466	0,424	0,386	0,351	0,318	0,288	0,261	0,233	0,208	0,185	0,164	0,129
+10	0,448	0,409	0,372	0,340	0,309	0,281	0,253	0,227	0,202	0,180	0,160	0,126
+15	0,435	0,398	0,364	0,332	0,302	0,274	0,248	0,222	0,198	0,177	0,158	0,125
+17,5	0,431	0,395	0,361	0,330	0,301	0,272	0,247	0,221	0,198	0,176	0,158	0,125
+20	0,428	0,394	0,358	0,328	0,300	0,271	0,246	0,220	0,197	0,175	0,157	0,125
+22,5		0,391	0,358	0,327	0,299	0,271	0,246	0,220	0,197	0,176	0,147	0,126
+25			0,357	0,327	0,298	0,271	0,246	0,222	0,198	0,177	0,158	0,126
+27,5				0,327	0,298	0,272	0,247	0,222	0,198	0,178	0,159	0,127
+30					0,297	0,273	0,249	0,223	0,199	0,179	0,160	0,128

Примечание. Для ограждений котлованов в сухих или осушенных грунтах можно принимать $\delta^\circ = \varphi^\circ$.

Это обстоятельство подтверждается опытами, произведёнными датской железобетонной фирмой Христиани и Нильсен; эти опыты показали, что действительная величина давления, которая приходится на шпунтовое ограждение, в зависимости от рода грунта за стенкой колеблется в пределах $\frac{1}{2}$ до $\frac{1}{3}$ от величины давления, определённого по обычным формулам.

В 1913 г. в Николаевском порту была построена Международная набережная, шпунтовое ограждение которой было рассчитано в предположении, что фактическая величина давления равна половине теоретической.

При сооружении котлованов в песчаных грунтах для теплофикационных тоннелей на автозаводе им. Сталина в 1936 г. некоторые элементы крепления котлована были рассчитаны точно так же на половину теоретической величины давления при наличии на призме обрушения временной подвижной нагрузки.

Произведённые в 1936 г. в Германии фирмой Сименс-Бау-Унион опыты по изучению действительных напряжений в расстрелах многоярусного крепления котлована, вырытого в песчаных грунтах, показали, что суммарная сила давления меньше теоретической и что давление по высоте котлована распределяется не по закону треугольника. Так, оказалось, что давление на два верхних яруса горизонтальных расстрелов несколько увеличилось, а на два нижних ряда значительно уменьшилось против теоретического.

На основании этих и многих других весьма убедительных данных целый ряд исследователей пришёл к выводу, что при расчёте гибких ограждений, укрепленных анкерами, необходимо величину давления уменьшить примерно в два раза.

Однако попытки обосновать необходимость уменьшения давления логической теорией не приводили к желаемым результатам, что не позволяло широко пользоваться данными практических опытов.

И только благодаря последним работам проф. Терцаги явилась возможность устранить указанные противоречия полностью для песчаных грунтов и в меньшей степени для грунтов, обладающих сцеплением.

Проф. Терцаги при изучении значения угла внутреннего трения в песках пришёл к выводу, что надо рассматривать два случая:

Отделение одной массы песка от другой по плоскости скольжения (принцип Кулона), когда в этой плоскости образуется трение скольжения, связанное с трением качения зёрён.

В этом случае коэффициент трения Терцаги называет коэффициентом внутреннего сопротивления скольжению и определяет его в пределах от 0,66 до 1,38, что отвечает значению угла внутреннего трения φ_1 от 33 до 54°. Так как все массивные подпорные стенки способны под действием горизонтальных сил давления грунта сдвинуться, то в грунте засыпки обязательно образуется наклонная плоскость обрушения, по которой и развивается трение скольжения. Поэтому при расчёте подпорных стенок принцип Кулона полностью остаётся верным, и в расчётные формулы надо вводить угол внутреннего сопротивления скольжению, определяемого на приборах проф. Пузыревского и др.

Общая деформация песка, когда под действием внешней силы и собственного веса происходит общее перемещение зёрен песка в массе грунта засыпки, расположенной ближе к ограждению. В этом случае проф. Терцаги называет коэффициент трения коэффициентом внутреннего сопротивления трению и определяет его в пределах от 1,0 до 1,9, что отвечает значению угла внутреннего трения φ_2 от 47 до 62°.

Так как гибкие ограждения, укреплённые анкерами, способны под действием горизонтальных сил дать деформацию только в виде упругого прогиба материала конструкции, то под влиянием этой деформации в грунте засыпки невозможно образование плоскости обрушения, а произойдёт только общее перемещение зёрен песка во всех точках.

Таблица 60

Отношение между коэффициентами λ_p и λ_0 при активном давлении грунта

При значении угла внутреннего сопротивления скольжению			При значении угла внутреннего сопротивления трению			Отношение
φ_1	$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right)$	$\lambda_0 = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right)$	φ_2	$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right)$	$\lambda_0 = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right)$	
25°	0,406	2,46	41°33'	0,202	4,95	2,02
26°	0,390	2,56	42°16'	0,195	5,13	2,00
27°	0,376	2,66	42°59'	0,189	5,29	1,99
28°	0,361	2,77	43°42'	0,183	5,46	1,98
29°	0,347	2,88	44°25'	0,176	5,68	1,97
30°	0,333	3,00	45°08'	0,170	5,88	1,96
31°	0,320	3,13	45°51'	0,164	6,10	1,95
32°	0,307	2,26	46°34'	0,158	6,33	1,94
33°	0,295	3,39	47°17'	0,153	6,54	1,93
33°30'	0,288	3,46	47°40'	0,150	6,66	1,92
34°	0,282	3,55	48°00'	0,147	6,80	1,92
35°	0,270	3,70	48°43'	0,142	7,01	1,91
36°	0,259	3,86	49°26'	0,136	7,32	1,90
37°	0,248	4,03	50°09'	0,131	7,63	1,89
38°	0,238	4,20	50°52'	0,126	7,94	1,89
39°	0,228	4,39	51°35'	0,121	8,25	1,88
40°	0,217	4,61	52°18'	0,116	8,60	1,87
41°	0,208	4,81	53°01'	0,112	8,93	1,86
42°	0,198	5,05	53°44'	0,108	9,28	1,84
43°	0,189	5,29	54°27'	0,103	9,70	1,83
44°	0,180	5,55	55°10'	0,099	10,14	1,82
45°	0,171	5,85	55°53'	0,094	10,68	1,82
46°	0,163	6,13	56°36'	0,089	11,19	1,81
47°	0,155	6,45	57°19'	0,086	11,66	1,80
48°	0,147	6,80	58°02'	0,082	12,14	1,79
49°	0,140	7,14	58°45'	0,078	12,76	1,79
50°	0,132	7,57	59°28'	0,074	13,42	1,78
51°	0,125	8,00	60°11'	0,071	14,14	1,77
52°	0,118	8,47	60°54'	0,067	14,90	1,76
53°	0,112	8,93	61°37'	0,064	15,75	1,75
54°	0,105	9,53	62°20'	0,0605	16,56	1,73

Отсюда следует, что принцип Кулона теряет свой смысл при расчёте гибких ограждений, и в расчётных формулах определения давления надо вводить угол внутреннего сопротивления трению вместо угла внутреннего сопротивления скольжению.

Приведённые соображения полностью применимы также и для определения сил отпора грунта. Для упрощения расчётов и определения значения угла внутреннего сопротивления трению по углу внутреннего сопротивления скольжению приводится табл. 60, составленная на основании данных проф. Терцаги и заимствованная из трудов инж. Урецкого. В этой таблице приведено отношение между коэффициентами бокового активного давления грунта $[tg^2(45^\circ - \frac{\varphi^\circ}{2})]$ при

различных углах внутреннего сопротивления скольжению и трению. Из приведённых данных видно, что при введении в расчёт угла внутреннего сопротивления трению величина давления на гибкие ограждения уменьшается почти в два раза против давления, действующего на массивные подпорные стенки, что и находится в соответствии с практическими опытами, ранее отмеченными другими исследователями.

Как уже отмечалось, табл. 60 составлена для песчаных грунтов. Исследования проф. Терцаги в части глинистых грунтов показали, что плоскости обрушения в чистом виде здесь не образуется, но и значение угла внутреннего трения при всех деформациях сооружения (сдвиг, прогиб и т. д.) остаётся почти постоянным. Опыты проф. Терцаги показали, что для глин и суглинков значения углов внутреннего сопротивления скольжению и трению почти совпадают и поэтому проф. Терцаги рекомендует принимать углы внутреннего сопротивления трению для глинистых грунтов в следующих пределах:

Коллоидальный ил	13—16°	}
Жирные глины	14—22°	
Песчаные глины	22—27°	

Итак, при расчёте свайного или шпунтового ограждения котлована с м н о г о я р у с н о й системой крепления (включая сюда и двухъярусное крепление с нижним временным ярусом на время производства земляных работ), необходимо величину активного давления грунта определять по углу внутреннего сопротивления трению.

При этом во всех случаях постановки и перекрепления расстрелов должно быть обеспечено плотное их прилегание к конструкции стенки.

Исключение составляет верхний ярус расстрелов многоярусной системы крепления, для которого, как показали опыты фирмы Сименс-Бау-Унион, действительные значения давлений могут быть даже несколько больше теоретических. Поэтому при расчёте на сжимающие усилия верхнего ряда расстрелов необходимо при определении давления вводить в расчёты угол внутреннего сопротивления скольжению.

Что касается прочности горизонтальных досок в верхней зоне креплений, то толщина последних на глубину 2—3 м обычно назначается конструктивно, и поэтому расчёт горизонтальной заборки на всю высоту котлована может быть произведён на давление, найденное из формул по углу внутреннего сопротивления трению.

При о д н о я р у с н о й системе крепления котлована глубиной более 6 м определение глубин забивки свай или сплошного шпунтового ограждения должно быть произведено на максимально возможное давление, т. е. на предельный случай равновесия для обеспечения полной устойчивости ограждения. Все же остальные элементы конструкции крепления можно рассчитывать, исходя из определения давления на гибкое ограждение.

Что касается пассивного сопротивления земли, то здесь, на основании опытов Франциуса, фирмы Христиани и Нильсен и Терцаги, необходимо расчётную величину отпора при всех системах крепления находить при угле внутреннего сопротивления трению. При этом увеличение величины пассивного сопротивления грунта возможно только в грунтах средней плотности и плотных.

Давление от сооружений, расположенных над тоннелем. Давление это вертикальное и может передаваться как непосредственно перекрытию, так и стенам тоннеля. При непосредственном опирании подошвы фундамента сооружений на конструкцию тоннеля нагрузка на 1 м^2 перекрытия тоннеля определяется по площади фундаментов здания и действительным давлением под его подошвой.

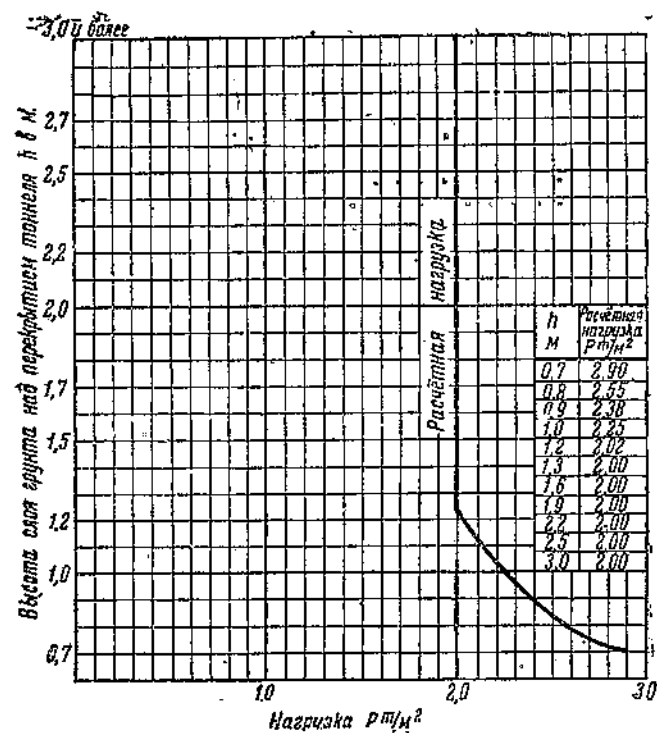
Собственный вес конструкций. Задавшись предварительным сечением элементов на основании опыта аналогичных сооружений или предварительных расчётов, подсчитывают веса элементов конструкций. При этом:

Вес 1 куб. метра бетона принимают равным 2200 кг

То же железобетона принимают равным 2400 кг

2. Временные нагрузки

Подвижная нагрузка на дневной поверхности. Для подсчёта вертикальных нагрузок на перекрытие тоннеля приведён график (фиг. 308), дающий возможность чрезвычайно быстро по данной высоте засыпки определять величину временной нагрузки на 1 м^2 перекрытия тоннеля.



Фиг. 308

При составлении этого графика были учтены следующие временные нагрузки.

Грузовой автомобиль весом в 15 т.

Трамвай московского типа двухосный и четырёхосный.

Полосовые нагрузки двух типов с давлением на полосу в 39 и 22,5 т.

При подсчёте равномерно распределённого давления, передающегося через слой засыпки, принято, что давление от базы машин распространяется под углом в 45° .

Приводимый график даёт значение нагрузок при высоте засыпки H от 0,7 до 3 м.

При высоте слоя грунта над перекрытием тоннеля меньше 0,7 м для каждого отдельного случая необходимо производство

специального нагружения с введением динамического коэффициента, равного:

при $H = 0,70 \text{ м}$ — $k = 1,0$;

при $H = 0,25 \text{ м}$ — $k = 1,3$;

В интервалах между $H = 0,25 \text{ м}$ и $H = 0,70 \text{ м}$ значения коэффициента k берутся по интерполяции.

Кроме того, при высоте засыпки в 0,25 м и менее желательна проверка системы перекрытия на резонанс, в особенности при пролётах более 6 м, перекрываемых сплошными железобетонными плитами или металлическими балками.

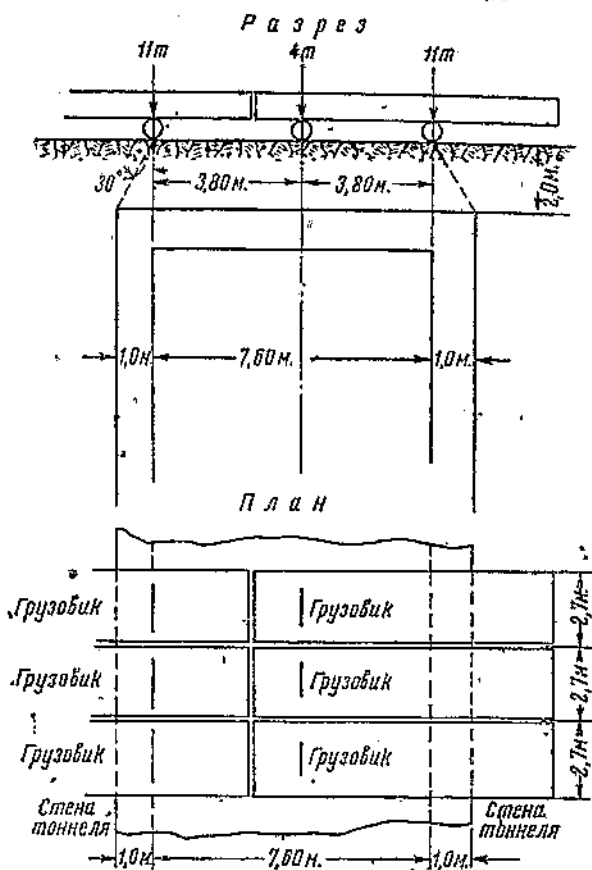
Учитывая возможность, с течением времени, изменения планировки дневной поверхности; а также рост грузоподъёмности машин транспорта, в графике, начиная с высоты засыпки в 1,2 м, значения величины временной нагрузки не уменьшаются, оставаясь и для более высоких засыпок равными 2,00 т на 1 м² перекрытия.

Необходимо отметить, что получаемые по графику временные нагрузки могут полностью иметь место при расчёте только однопролётных перекрытий, что же касается многопролётных перекрытий, то некоторые элементы их конструкции, например главные балки и колонны, испытывают давление от временной нагрузки гораздо меньшее, чем то, которое определяется по графику.

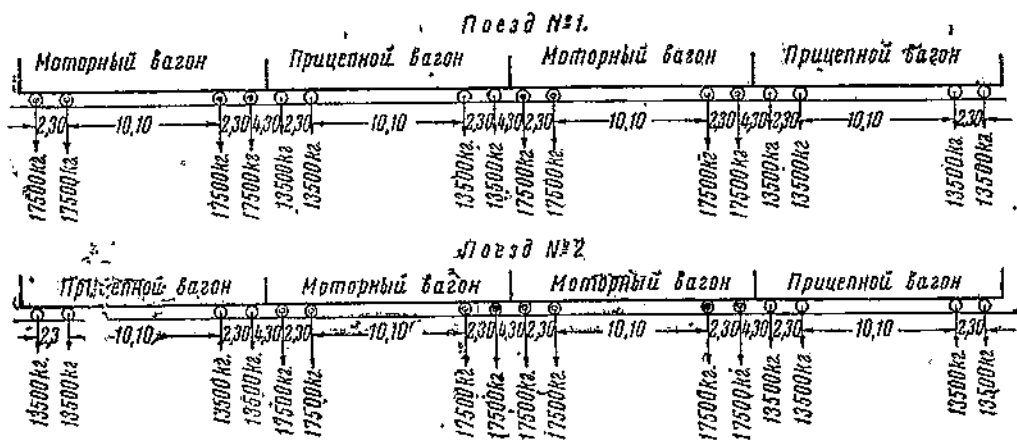
Объясняется это тем, что с высоты засыпки менее 2 м хотя интенсивность нагрузки на 1 м² перекрытия и возрастает, но общая нагрузка на всё перекрытие остаётся прежней, так как площадь, занимаемая машиной, неизменна.

Поэтому желательно главные балки и колонны многопролётного перекрытия рассчитывать на временную нагрузку, не превышающую 2,0 т/м² перекрытия.

Сказанное ещё в большей степени относится к влиянию временной нагрузки на работу лотков фундаментов вне зависимости от системы их конструкции.



Фиг. 309



Фиг. 310

При этом, как увидим далее, величина временной нагрузки на площадь основания тоннеля никогда не может быть больше 0,75 т/м², полагая, конечно,

что динамическое воздействие подвижной нагрузки на фундаменты ничтожно благодаря передаче её на фундаменты через всю массу конструкции тоннельной обделки.

Действительно, представим себе, что вся улица заполнена наиболее тяжёлым видом временной нагрузки, а именно 15-тонными автомобилями по схеме фиг. 309.

Тогда на площадь размером $7,6 \times 2,7$ м (здесь учтены и разрывы между кузовами соседних грузовиков), занимаемую одной машиной, передаётся нагрузка только в 15 т и интенсивность временной нагрузки на площадь основания тоннеля будет:

$$p = \frac{15\,000}{20,5} = 750 \text{ кг/м}^2 = 0,75 \text{ т/м}^2,$$

на каковую нагрузку и следует рассчитывать все лотки-фундаменты.

Подвижная нагрузка от поездов на лотках-фундаментах тоннеля. На фиг. 310 приведены в двух схемах поезд № 1 и поезд № 2 московского метрополитена.

Учёт этой нагрузки при расчёте лотка тоннеля производится только в случае работы последнего как пролётного строения при пересечении тоннеля с дюкерами, подземными переходами, тоннелями нижележащих линий и т. д.

В тех же случаях, когда лоток сооружён на грунте, нагрузка от веса поезда играет незначительную роль и в расчёт не принимается. Гораздо большую роль оказывает на устойчивость и прочность тоннельной обделки вибрация конструкций при прохождении поезда с большой скоростью. Поэтому ряд технических условий обуславливает, как это указано выше, минимальную толщину лотка (40—60 см) вне зависимости от результатов расчёта прочности, так как для уменьшения влияния вибрации на всю конструкцию тоннельной обделки прежде всего нужна достаточная масса лотка.

3. Дополнительные нагрузки

Влияние температуры и усадки бетона. Добавочные напряжения от температуры и усадки бетона играют для конструкции подземных сооружений незначительную роль благодаря сравнительно долгим срокам бетонирования отдельных элементов и сохранению постоянной температуры в тоннеле.

Кроме того, из условий неравномерной осадки сооружения устраиваются деформационные швы не реже чем через 100 м, конструкция которых обеспечивает также и возможность горизонтальных перемещений, возникающих от влияния температуры и усадки бетона (фиг. 150 и 151).

§ 51. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

Допускаемые напряжения на бетонные и железобетонные конструкции (см. гл. VII) принимаются со снижением на 10% в соответствии с классом сооружения. Тоннели подземных дорог относятся к первому классу сооружений ввиду их особой государственной важности и большого срока службы.

В отношении принятых допускаемых напряжений следует указать, что под дополнительными и случайными нагрузками подразумеваются воздействия температуры, усадки бетона, тормозных сил и т. д., а также основные нагрузки в период ещё не окончательно законченного сооружения, но когда ряд основных сил уже полностью оказывает воздействие на тоннельную обделку.

§ 52. МАРКИ БЕТОНА

Для чисто бетонных элементов конструкций, работающих на сжатие, изгиб и изгиб со сжатием, как правило, применяется бетон $R = 90 \text{ кг/см}^2$. Применение бетонов с временным сопротивлением ниже указанной марки нежелательно.

Применение бетонов с временным сопротивлением более $R = 90 \text{ кг/см}^2$ тоже нежелательно, так как для элементов, работающих на изгиб (боковые стены), как показывают сравнительные расчёты, уменьшение сечения элементов при марках $R = 110—130 \text{ кг/см}^2$ весьма незначительно.

Для железобетонных конструкций применяются марки $R = 110, 130, 170$ и даже 210 кг/см^2 .

Для фундаментов-лотков применяют марку $R = 110 \text{ кг/см}^2$ для придания им достаточной массивности, так как масса лотка в первую очередь парализует вибрацию от движения поездов. Перекрытия тоннелей, как правило, сооружаются из бетона марки $R = 140 \text{ кг/см}^2$. Эта же марка принимается и для всех элементов железобетонных рам.

Марки $R = 170 \text{ кг/см}^2$ и $R = 210 \text{ кг/см}^2$ применяются в исключительных случаях для перекрытий станционных помещений, когда по ряду условий высота элементов конструкции должна быть минимальной.

§ 53. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЁТА ПРОЧНОСТИ

При статическом расчёте конструкций тоннельной обделки необходимо учитывать производственные особенности строительства тоннелей, важнейшие из которых в отношении влияния на статические расчёты следующие.

1. Когда тоннельная конструкция достаточно окрепла, расстрелы, сдерживающие боковое давление грунта, снимаются и грунт развивает полное давление на боковые стены. В это время засыпка земли на перекрытие может быть произведена ещё не полностью. Тогда, в особенности при большой (проектной) засыпке земли над перекрытием, в сечениях тоннельной обделки могут возникнуть усилия иные и значительно большие, чем при условии полной засыпки.

Учитывая это обстоятельство, расчёт стен, а если конструкция предполагается в виде замкнутой железобетонной рамы, то и всей тоннельной обделки, ведётся на два случая действия основных нагрузок.

Первый случай соответствует полной нагрузке на тоннельную обделку во время эксплуатации сооружения. В этих условиях имеется нагрузка от засыпки над тоннелем с временной нагрузкой на поверхности, что соответствует максимальным вертикальным и горизонтальным силам.

Второй случай нагрузки берётся при отсутствии земли над перекрытием тоннеля, а на боковые стены действует расчётная сила давления земли и воды. Эта комбинация нагрузок соответствует случаю действия наибольшей горизонтальной и наименьшей вертикальной нагрузки на конструкцию сооружения.

Второй случай нагрузок является временным, и поэтому допускаемые напряжения берутся (с учётом дополнительных и случайных нагрузок) несколько повышенными.

2. При расчёте сплошных или раздельных систем фундамента-лотка тоннеля (а также и замкнутых железобетонных рам) давление на его конструкцию снизу определяется, как правило, без учёта гидростатического давления.

Объясняется это тем, что при равновесии сил в вертикальной плоскости (вес конструкции с нагрузкой на перекрытии и гидростатическое давление снизу) гидростатическое давление не увеличивает изгибающих моментов в сечениях лотка, что может быть пояснено следующим небольшим расчётом.

Пусть собственный вес конструкции и нагрузка на перекрытие составляют равномерное давление в 15 т на 1 м^2 основания сооружения. Предположим, что в это время горизонт грунтовых вод отстоит от основания сооружения на 10 м ; тогда гидростатическое давление снизу будет равно 10 т на 1 м^2 .

Теперь разберём два случая: первый, когда вода отсутствует (после прекращения водоупонения наблюдаемый до работ горизонт грунтовых вод восстанавливается медленно), тогда реакция грунта, направленная снизу вверх, будет равна 15 т/м^2 .

Второй случай: горизонт грунтовых вод восстанавливается до высоты 10 м . Тогда объём тоннеля окажется погружённым в воду на глубину 10 м и, следо-

вательно, вес сопружения, взвешенного в воде, и соответственно реакция грунта на 1 м^2 основания будет уже не 15 т , а только 5 т на 1 м^2 площади основания.

Суммарное же давление на 1 м^2 лотка, направленное снизу вверх, остаётся попрежнему равным 15 т , так как оно сложится из оставшейся реакции грунта в 5 т/м^2 плюс гидростатическое давление, равное 10 т/м^2 .

Таким образом, приведённый пример убеждает в полной возможности не учитывать гидростатическое давление, действующее на лоток.

3. Все виды железобетонных перекрытий тоннелей рассчитываются по обычным формулам проектирования железобетонных элементов.

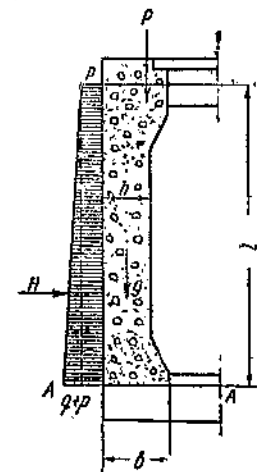
Стены и лоток часто связываются жёстко в одну рамную конструкцию, расчёт которой можно вести с учётом упругого отпора грунта.

В практике тоннелестроения замкнутые системы пролётом более 5 м обычно рассчитываются как рамные конструкции с учётом упругости основания; рамные

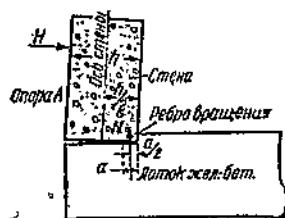
же конструкции пролётом менее 5 м (однопутные тоннели) рассчитываются на равномерную реакцию грунта, что, как показали исследования, вполне допустимо из-за небольшой разницы в характере эпюр реакции упругого и неупругого основания.

4. Интерес представляет расчёт боковых стен конструкции монолитной системы, когда стенка, возведённая на лотке, не связана с ним арматурой и когда она опирается своей подошвой непосредственно на грунт, причём как в первом, так и во втором случае перекрытие тоннеля свободно лежит на стенках.

При расчёте боковой стены, возводимой на железобетонном лот-



Фиг. 311



Фиг. 312

ке, прежде всего возникает вопрос о возможности свободного поворота нижнего опорного сечения стены под влиянием горизонтальных сил (фиг. 311). Теоретически, конечно, такой поворот возможен, так как стена не имеет жёсткой связи с лотком. Но в действительности вследствие большой жёсткости основания и значительной ширины стенки свободного поворота не получается, а возникает некоторый момент защемления.

Для определения этого момента ниже излагается метод расчёта стен тоннеля, предложенный проф. Келдыш и проф. Онищик, проверенный на многочисленных практических примерах и полностью себя оправдавший.

Первоначально стенку рассматривают как разрезную конструкцию с шарнирными опорами сверху и внизу. Далее считают, что равнодействующая всех вертикальных сил проходит через ребро вращения внутренней грани стенки при повороте её опорного сечения, т. е. при стремлении стенки стать на «носки» (фиг. 312).

Благодаря этому явлению создаётся разгружающий момент на нижней опоре, равный опорной реакции (сумме всех вертикальных сил), умноженной на расстояние внутренней грани от оси стенки минус половина, ширины площадки смятия

$$M_A = N \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right),$$

где $a = \frac{N}{R \cdot 100} \text{ см};$

N — сумма всех вертикальных сил (в кг);

R — временное сопротивление бетона на сжатие в кг/см^2 .

Указанная площадка смятия образуется потому, что напряжение в бетоне по ребру вращения получается бесконечно большим и бетон начинает разрушаться (появляются пластические деформации) до тех пор, пока не образуется некоторая площадка смятия, напряжение по площади которой равно временному сопротивлению бетона на сжатие.

Разгружающий момент в нижнем сечении стенки проявится полностью, если действительно произойдёт раскрытие шва, т. е. если угол поворота опорного сечения под действием всех внешних сил (кроме силы реакции нижней опоры) будет больше угла поворота этого сечения под действием момента от силы реакции, смещённой в крайнее положение.

Если по расчёту это явление не произойдёт и раскрытия шва не будет, разгружающий момент может быть использован частично в той мере, которая соответствует отсутствию поворота нижнего сечения, т. е. разгружающий момент будет равен моменту защемления стенки в сечении нижней опоры, исчисленному по формуле

$$M = N \cdot \frac{b}{6},$$

где N — вертикальная нагрузка и b — ширина, стенки в основании последней.

Следовательно, эпюра напряжений в последнем шве принята по треугольнику (фиг. 313). Практический расчёт ведётся по таблицам; так, при помощи табл. 61 быстро решается вопрос об угле поворота нижнего опорного сечения стенки; эта таблица позволяет определить изгибающие моменты в любом сечении стенки от трапециевидальной нагрузки.

Угол поворота сечения $A-A$ от внешней нагрузки

$$\varphi_1 = k_1 \cdot q + k_2 \cdot p - k_3 \cdot \frac{p}{h},$$

Угол поворота сечения $A-A$ от внутренних сил

$$\varphi_2 = -k_3 \cdot N \left(b - \frac{h}{2} - \frac{N}{2A} \right) \frac{1}{h_2}.$$

Если $\varphi_1 > \varphi_2$, то:

$$M_A = -N \left(b - \frac{h}{2} - \frac{N}{2R} \right).$$

Если $\varphi_2 > \varphi_1$, то:

$$M_A = -\frac{N \cdot b}{6}.$$

Дальнейший расчёт стены ведётся по схеме двухопорной балки с данной нагрузкой и концевыми моментами M_A и M_p .

Таблица 61

Таблица для расчёта боковых стёп тоннеля

Увеличенные в $2,1 \cdot 10^4$ раз углы поворота двухопорной балки от единичной нагрузки

$\alpha = \frac{l}{n}$	q	p	$Ma \cdot h^2$	$\frac{1}{2}M_p \cdot h^2$	$\alpha = \frac{l}{h}$	q	p	$Ma \cdot h^2$	$\frac{1}{2}M_p \cdot h^2$
$\alpha \backslash K$	K_1	K_2	K_3	K_4	$\alpha \backslash K$	K_1	K_2	K_3	K_4
5,0	33,33	62,50	20,0	5,0	7,0	91,47	171,50	28,0	7,0
5,1	35,39	66,33	20,4	5,1	7,1	95,44	178,95	28,4	7,1
5,2	37,49	70,31	20,8	5,2	7,2	99,52	186,62	28,8	7,2
5,3	39,71	74,44	21,2	5,3	7,3	103,73	194,51	29,2	7,3
5,4	42,00	78,73	21,6	5,4	7,4	108,05	202,61	29,6	7,4
5,5	44,35	83,19	22,0	5,5	7,5	112,50	210,94	30,0	7,5

$\alpha = \frac{l}{n}$	q	p	$Ma \cdot h^2$	$\frac{1}{2}M_p \cdot h^2$	$\alpha = \frac{l}{n}$	q	p	$Ma \cdot h^2$	$\frac{1}{2}M_p \cdot h^2$
α	K_1	K_2	K_3	K_4	α	K_1	K_2	K_3	K_4
5,6	46,83	87,81	22,4	5,6	7,6	117,07	219,49	30,4	7,6
5,7	49,39	92,60	22,8	5,7	7,7	121,73	228,27	30,8	7,7
5,8	52,03	97,56	23,2	5,8	7,8	126,56	237,28	31,2	7,8
5,9	54,77	102,69	23,6	5,9	7,9	131,47	246,52	31,6	7,9
6,0	57,60	108,00	24,0	6,0	8,0	136,54	256,00	32,0	8,0
6,1	60,53	113,49	24,4	6,1	8,1	141,70	265,72	32,4	8,1
6,2	63,55	119,16	24,8	6,2	8,2	147,04	275,68	32,8	8,2
6,3	66,67	125,02	25,2	6,3	8,3	152,48	285,89	33,2	8,3
6,4	69,89	131,07	25,6	6,4	8,4	158,06	296,35	33,6	8,4
6,5	73,23	137,32	26,0	6,5	8,5	163,78	307,06	34,0	8,5
6,6	76,67	143,75	26,4	6,6	8,6	169,63	318,03	34,4	8,6
6,7	80,21	150,38	26,8	6,7	8,7	175,60	329,25	34,8	8,7
6,8	83,84	157,21	27,2	6,8	8,8	181,74	340,73	35,2	8,8
6,9	87,60	164,25	27,6	6,9	8,9	188,00	352,48	35,6	8,9
7,0	91,47	171,50	28,0	7,0	9,0	194,40	364,50	36,0	9,0

Порядок расчёта

Условные обозначения

R — временное сопротивление бетона на сжатие;

p — реакция перекрытия (с нагрузкой на нём);

q — вес стены $N = p + q$; $M_p = p \cdot \frac{h}{2}$.

В том случае, когда стенка всей своей подошвой опирается непосредственно на грунт (при траншейном способе работ и вообще, когда конструкция тоннельной обделки осуществлена без железобетонного лотка), — степень заземлённости нижнего опорного сечения стенки зависит от упругой реакции основания; при этом эпюра напряжений на грунт получается в виде трапеции с весьма незначительной разностью крайних ординат, вызванной упругой просадкой грунта от поворота нижнего опорного сечения стенки под действием изгибающего момента свободно лежащей балки.

Значения σ_0 и M' (фиг. 314) дополнительного напряжения и дополнительного момента от упругой просадки грунта весьма малы по величине.

M' определяется по формуле

$$M' = \frac{M_0}{1 + \frac{3 \cdot E \cdot I}{l \cdot k \cdot I_1}}$$

где M_0 — максимальный изгибающий момент в пролёте стенки,

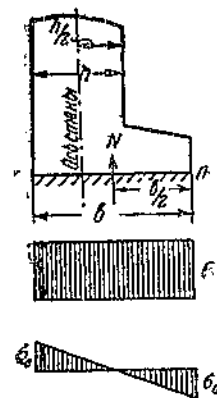
I — момент инерции сечения стенки,

I_1 — момент инерции сечения подошвы стенки,

E — модуль упругости материала стенки,

l — расчётный пролёт стенки;

k — коэффициент постели.



Фиг. 314

Знаменатель в этой формуле всегда имеет величину не менее 50, но в зависимости от коэффициента постели k может колебаться в пределах от 50 до 200. Поэтому практически расчёт такой стенки сводится к определению ширины

подошвы её, исходя из допускаемого давления на грунт по формуле равномерного сжатия:

$$\sigma_{гр} = \frac{N}{F},$$

где N — сумма всех вертикальных сил, а
 F — площадь подошвы стенки.

Далее стенка рассчитывается как балка, свободно лежащая на опорах, с моментом в опорных сечениях стенки. Момент в нижнем опорном шве стенки определяется по формуле:

$$M = N \left(\frac{b - h}{2} \right)$$

(реакция всех вертикальных сил, умноженная на расстояние от центра приложения до оси стенки).

αх	А	В	С	Д
0,41	0,81923	0,16805	0,04594	0,99529
0,42	0,83913	0,17634	0,04938	0,99481
0,43	0,85902	0,18483	0,05300	0,99430
0,44	0,87890	0,19352	0,05678	0,99375
0,45	0,89877	0,20241	0,06074	0,99317
0,46	0,91863	0,21149	0,06488	0,99254
0,47	0,93848	0,22078	0,06920	0,99187
0,48	0,95830	0,23026	0,07371	0,99115
0,49	0,97812	0,23995	0,07841	0,99039
0,50	0,99792	0,24983	0,08331	0,98958
0,51	1,01770	0,25990	0,08841	0,98873
0,52	1,03747	0,27018	0,09371	0,98782
0,53	1,05721	0,28065	0,09921	0,98685
0,54	1,07694	0,29132	0,10493	0,98583
0,55	1,09665	0,30219	0,11087	0,98475
0,56	1,11633	0,31326	0,11702	0,98361
0,57	1,13598	0,32452	0,12340	0,98241
0,58	1,15562	0,33598	0,13000	0,98114
0,59	1,17523	0,34763	0,13684	0,97981
0,60	1,19482	0,35948	0,14391	0,97841
0,61	1,21437	0,37153	0,15122	0,97693
0,62	1,23389	0,38377	0,15878	0,97538
0,63	1,25339	0,39621	0,16657	0,97375
0,64	1,27284	0,40884	0,17462	0,97205
0,65	1,29227	0,42166	0,18293	0,97026
0,66	1,31165	0,43468	0,19149	0,96839
0,67	1,33100	0,44790	0,20032	0,96643
0,68	1,35031	0,46130	0,20941	0,96438
0,69	1,36958	0,47490	0,21877	0,96224
0,70	1,38880	0,48870	0,22841	0,96000
0,71	1,40798	0,50268	0,23832	0,95767
0,72	1,42711	0,51685	0,24851	0,95524
0,73	1,46618	0,53122	0,25900	0,95270
0,74	1,46521	0,54578	0,26976	0,95006
0,75	1,48419	0,56052	0,28083	0,94731
0,76	1,50310	0,57546	0,29219	0,94444
0,77	1,52196	0,59058	0,30385	0,94146
0,78	1,54076	0,60590	0,31581	0,93836
0,79	1,55950	0,62140	0,32808	0,93514
0,80	1,57817	0,63709	0,34067	0,93180
0,81	1,59677	0,65296	0,35357	0,92833
0,82	1,61530	0,66902	0,36679	0,92473
0,83	1,63376	0,68527	0,38033	0,92100
0,84	1,65214	0,70170	0,39420	0,91712
0,85	1,67044	0,71831	0,40840	0,91311
0,86	1,68867	0,73511	0,42293	0,90895
0,87	1,70680	0,75208	0,43780	0,90465
0,88	1,72485	0,76924	0,45302	0,90019
0,89	1,74280	0,78659	0,46858	0,89559
0,90	1,76067	0,80410	0,48489	0,89082
0,91	1,77844	0,82180	0,50074	0,88590
0,92	1,79610	0,83967	0,51736	0,88080
0,93	1,81367	0,85772	0,53433	0,87555
0,94	1,83112	0,87594	0,55166	0,87012
0,95	1,84848	0,89434	0,56937	0,86451
0,96	1,86570	0,91291	0,58744	0,85873
0,97	1,88282	0,93165	0,60588	0,85276
0,98	1,89981	0,95056	0,62471	0,84661
0,99	1,91668	0,96965	0,64391	0,84027
1,00	1,93342	0,98890	0,66349	0,83373

αх	A	B	C	D
1,01	1,95003	1,00831	0,68347	0,82700
1,02	1,96650	1,02790	0,70383	0,82006
1,03	1,98283	1,04764	0,72458	0,81292
1,04	1,99901	1,06755	0,74573	0,80557
1,05	2,01505	1,08762	0,76729	0,79800
1,06	2,03093	1,10785	0,78920	0,79022
1,07	2,04666	1,12824	0,81160	0,78222
1,08	2,06222	1,14879	0,83437	0,77399
1,09	2,07761	1,16949	0,85756	0,76553
1,10	2,09284	1,19034	0,88115	0,75683
1,11	2,10789	1,21134	0,90517	0,74790
1,12	2,12276	1,23250	0,92961	0,73873
1,13	2,13744	1,25380	0,95447	0,72931
1,14	2,15193	1,27524	0,97976	0,71964
1,15	2,16622	1,29683	1,00548	0,70971
1,16	2,18031	1,31857	1,03163	0,69953
1,17	2,19420	1,34044	1,05822	0,68908
1,18	2,20787	1,36245	1,08525	0,67836
1,19	2,22133	1,38460	1,11272	0,66737
1,20	2,23457	1,40688	1,14064	0,65611
1,21	2,24757	1,42929	1,16900	0,64456
1,22	2,26035	1,45183	1,19781	0,63272
1,23	2,27288	1,47450	1,22707	0,62060
1,24	2,28517	1,49728	1,25679	0,60818
1,25	2,29721	1,52020	1,28696	0,59546
1,26	2,30899	1,54323	1,31760	0,58244
1,27	2,32050	1,56638	1,34869	0,56911
1,28	2,33175	1,58964	1,38025	0,55546
1,29	2,34272	1,61301	1,41228	0,54150
1,30	2,35341	1,63649	1,44478	0,52722
1,31	2,36380	1,66008	1,47774	0,51261
1,32	2,37391	1,68377	1,51118	0,49766
1,33	2,38371	1,70755	1,54510	0,48238
1,34	2,39320	1,73144	1,57948	0,46766
1,35	2,40238	1,75542	1,61435	0,45079
1,36	2,41123	1,77949	1,64970	0,43447
1,37	2,41976	1,80364	1,68553	0,41779
1,38	2,42794	1,82788	1,72185	0,40076
1,39	2,43578	1,85220	1,75865	0,38335
1,40	2,44327	1,87659	1,79593	0,36558
1,41	2,45040	1,90106	1,83371	0,34743
1,42	2,45717	1,92560	1,87198	0,32891
1,43	2,46356	1,95020	1,91073	0,31000
1,44	2,46956	1,97487	1,94999	0,29069
1,45	2,46518	1,99959	1,98973	0,27099
1,46	2,48040	2,02437	2,02997	0,25089
1,47	2,48521	2,04920	2,07070	0,23039
1,48	2,48961	2,07408	2,11194	0,20948
1,49	2,49359	2,09899	2,15367	0,18815
1,50	2,49714	2,12395	2,19590	0,16640
1,51	2,50024	2,14893	2,23863	0,14423
1,52	2,50290	2,17395	2,28186	0,12163
1,53	2,50511	2,19899	2,32584	0,09859
1,54	2,50684	2,22405	2,36981	0,07512
1,55	2,50811	2,24912	2,41455	0,05119
1,56	2,50889	2,27421	2,45978	0,02682
1,57	2,50918	2,29930	2,50551	0,00200
1,58	2,50896	2,32439	2,55175	-0,02329
1,59	2,50824	2,34948	2,59849	-0,04904
1,60	2,50700	2,37456	2,64573	-0,07526

αх	A	B	C	D
1,61	2,50523	2,39962	2,69347	-0,10196
1,62	2,50292	2,42466	2,74172	-0,12913
1,63	2,50006	2,44967	2,79046	-0,15679
1,64	2,49664	2,47466	2,83970	-0,18494
1,65	2,49266	2,49960	2,88944	-0,21359
1,66	2,48810	2,52451	2,93969	-0,24273
1,67	2,48295	2,54936	2,99042	-0,27238
1,68	2,47720	2,57417	3,04166	-0,30254
1,69	2,47084	2,59891	3,09339	-0,33322
1,70	2,46387	2,62358	3,14561	-0,36441
1,71	2,45626	2,64818	3,19833	-0,39613
1,72	2,44802	2,67270	3,25154	-0,42838
1,73	2,43912	2,69714	3,30524	-0,46116
1,74	2,42957	2,72148	3,35943	-0,49449
1,75	2,41934	2,74573	3,41410	-0,52835
1,76	2,40843	2,76987	3,46926	-0,56277
1,77	2,39682	2,79389	3,52489	-0,59774
1,78	2,38452	2,81780	3,58101	-0,63327
1,79	2,37149	2,84158	3,63761	-0,66936
1,80	2,35774	2,86523	3,69467	-0,70602
1,81	2,34325	2,88873	3,75221	-0,74326
1,82	2,32800	2,91209	3,81022	-0,78107
1,83	2,31200	2,93529	3,86870	-0,81946
1,84	2,29522	2,95833	3,92963	-0,85845
1,85	2,27766	2,98119	3,98703	-0,89802
1,86	2,25930	3,00388	4,04688	-0,93819
1,87	2,24013	3,02638	4,10718	-0,97896
1,88	2,22013	3,04868	4,16793	-1,02033
1,89	2,19930	3,07078	4,22913	-1,06232
1,90	2,17764	3,09266	4,29076	-1,10492
1,91	2,15511	3,11433	4,35283	-1,14813
1,92	2,13171	3,13576	4,41533	-1,19198
1,93	2,10742	3,15696	4,47826	-1,23644
1,94	2,08225	3,17791	4,54161	-1,28154
1,95	2,05616	3,19860	4,60538	-1,32728
1,96	2,02915	3,21903	4,66955	-1,37365
1,97	2,00121	3,23918	4,73414	-1,42067
1,98	1,97232	3,25905	4,79912	-1,46833
1,99	1,94247	3,27862	4,86450	-1,51655
2,00	1,91165	3,29789	4,93026	-1,56563
2,01	1,87984	3,31685	4,99641	-1,61526
2,02	1,84703	3,33549	5,06293	-1,66556
2,03	1,81321	3,35380	5,12983	-1,71652
2,04	1,77837	3,37175	5,19708	-1,76815
2,05	1,74248	3,38935	5,26469	-1,82046
2,06	1,70555	3,40660	5,33265	-1,87345
2,07	1,66754	3,42346	5,40090	-1,92712
2,08	1,62846	3,43994	5,46960	-1,98147
2,09	1,58828	3,45603	5,53855	-2,03651
2,10	1,54700	3,47170	5,60783	-2,09224
2,11	1,50458	3,48696	5,67742	-2,14867
2,12	1,46104	3,50179	5,74730	-2,20579
2,13	1,41635	3,51618	5,81748	-2,26361
2,14	1,37049	3,53012	5,88795	-2,32214
2,15	1,32346	3,54359	5,95869	-2,38137
2,16	1,27523	3,55658	6,02969	-2,44131
2,17	1,22580	3,56909	6,10095	-2,50197
2,18	1,17515	3,58109	6,17245	-2,56333
2,19	1,12326	3,59259	6,24419	-2,62542
2,20	1,07013	3,60355	6,31615	-2,68822

αx	A	B	C	D
2,21	1,01573	3,61398	6,38833	-2,75174
2,22	0,96005	3,62386	6,46070	-2,81599
2,23	0,90308	3,63318	6,53328	-2,88096
2,24	0,84481	3,64192	6,60603	-2,94665
2,25	0,78521	3,65007	6,67895	-3,01338
2,26	0,72428	3,65762	6,75203	-3,08023
2,27	0,66200	3,66455	6,82525	-3,14811
2,28	0,59835	3,67086	6,89880	-3,21674
2,29	0,53332	3,67652	6,97208	-3,28609
2,30	0,46690	3,68152	7,04566	-3,35618
2,31	0,39907	3,68585	7,11934	-3,42700
2,32	0,32982	3,68950	7,19309	-3,49857
2,33	0,25912	3,69244	7,26691	-3,57087
2,34	0,18698	3,69467	7,34078	-3,64390
2,35	0,11336	3,69618	7,41469	-3,71768
2,36	0,03827	3,69693	7,48863	-3,79220
2,37	-0,03833	3,69694	7,56257	-3,86745
2,38	-0,11644	3,69616	7,63650	-3,94345
2,39	-0,19607	3,69460	7,71041	-4,02018
2,40	-0,27725	3,69224	7,78428	-4,09766
2,41	-0,35998	3,68905	7,85810	-4,17587
2,42	-0,44429	3,68503	7,93183	-4,25482
2,43	-0,53018	3,68016	8,00549	-4,33451
2,44	-0,61767	3,67442	8,07903	-4,41493
2,45	-0,70678	3,66780	8,15246	-4,49609
2,46	-0,79752	3,66028	8,22574	-4,57798
2,47	-0,88991	3,65185	8,29886	-4,66060
2,48	-0,98395	3,64248	8,37181	-4,74395
2,49	-1,07967	3,63216	8,44456	-4,82804
2,50	-1,17708	3,62088	8,51709	-4,91284
2,51	-1,27619	3,60861	8,58938	-5,00000
2,52	-1,37702	3,59535	8,66143	-5,08463
2,53	-1,47958	3,58107	8,73319	-5,17160
2,54	-1,58389	3,56575	8,80466	-5,25929
2,55	-1,68996	3,54938	8,87581	-5,34770
2,56	-1,79780	3,53195	8,94663	-5,43681
2,57	-1,90744	3,51342	9,01708	-5,52663
2,58	-2,01887	3,49379	9,08716	-5,61715
2,59	-2,13212	3,47304	9,15683	-5,70837
2,60	-2,24721	3,45174	9,22607	-5,80028
2,61	-2,36414	3,42809	9,29487	-5,89289
2,62	-2,48293	3,40385	9,36319	-5,98618
2,63	-2,60359	3,37842	9,43101	-6,08015
2,64	-2,72614	3,35178	9,49832	-6,17480
2,65	-2,85059	3,32389	9,56508	-6,27012
2,66	-2,97695	3,29476	9,63126	-6,36610
2,67	-3,10524	3,26435	9,69686	-6,46274
2,68	-3,23546	3,23265	9,76183	-6,56003
2,69	-3,36764	3,19963	9,82615	-6,65797
2,70	-3,50179	3,16529	9,88981	-6,75655
2,71	-3,63791	3,12959	9,95276	-6,85577
2,72	-3,77602	3,09252	10,01498	-6,95551
2,73	-3,91614	3,05406	10,07645	-7,05607
2,74	-4,05827	3,01419	10,13713	-7,15713
2,75	-4,20243	2,97289	10,19701	-7,25881
2,76	-4,34862	2,93014	10,25604	-7,36107
2,77	-4,49687	2,88591	10,31420	-7,46392
2,78	-4,64718	2,84019	10,37147	-7,56735
2,79	-4,79957	2,79296	10,42780	-7,67135
2,80	-4,95404	2,74420	10,48317	-7,77591

αX	A	B	C	D
2,81	— 5,11061	2,69384	10,53756	— 7,88101
2,82	— 5,26929	2,64198	10,59092	— 7,98666
2,83	— 5,43008	2,58848	10,64323	— 8,09282
2,84	— 5,59300	2,53337	10,69445	— 8,19951
2,85	— 5,75806	2,47661	10,74455	— 8,30670
2,86	— 5,92527	2,41820	10,79350	— 8,41440
2,87	— 6,09464	2,35810	10,84127	— 8,52258
2,88	— 6,26618	2,29630	10,88781	— 8,63122
2,89	— 6,43990	2,23277	10,93311	— 8,74033
2,90	— 6,61580	2,16749	10,97711	— 8,84988
2,91	— 6,79389	2,10045	11,01980	— 8,95987
2,92	— 6,97419	2,03161	11,06112	— 9,07027
2,93	— 7,15671	1,96096	11,10105	— 9,18108
2,94	— 7,34144	1,88847	11,13954	— 9,29229
2,95	— 7,52840	1,81412	11,17657	— 9,40387
2,96	— 7,71760	1,73789	11,21210	— 9,51581
2,97	— 7,90904	1,65976	11,24608	— 9,62810
2,98	— 8,10272	1,57970	11,27847	— 9,74073
2,99	— 8,29867	1,49770	11,30925	— 9,85367
3,00	— 8,49687	1,41372	11,33837	— 9,96691
3,01	— 8,69735	0,32775	11,36539	—10,08043
3,02	— 8,90009	1,23977	11,39147	—10,19422
3,03	— 9,10512	1,14974	11,41536	—10,30826
3,04	— 9,31242	1,05766	11,43744	—10,42252
3,05	— 9,52802	0,96349	11,45766	—10,53700
3,06	— 9,73390	0,86921	11,47597	—10,65167
3,07	— 9,94809	0,76880	11,49233	—10,76651
3,08	—10,16457	0,66824	11,50671	—10,88151
3,09	—10,38335	0,56550	11,51905	—10,99663
3,10	—10,60443	0,46057	11,52931	—11,11188
3,11	—10,82782	0,35341	11,53745	—11,22722
3,12	—11,05352	0,24400	11,54343	—11,34262
3,13	—11,28153	0,13233	11,54720	—11,45807
3,14	—11,51184	0,01836	11,54871	—11,57356
3,15	—11,74447	—0,09792	11,54792	—11,68905
3,16	—11,97941	—0,21653	11,54478	—11,80451
3,17	—12,21665	—0,33751	11,53924	—11,91993
3,18	—12,45620	—0,46087	11,53126	—12,03529
3,19	—12,69806	—0,58664	11,52079	—12,15054
3,20	—12,94222	—0,71484	11,50778	—12,26569
3,21	—13,18869	—0,84550	11,49218	—12,38070
3,22	—13,43745	—0,97862	11,47394	—12,49553
3,23	—13,68851	—1,11425	11,45302	—12,61017
3,24	—13,94186	—1,25240	11,42936	—12,72458
3,25	—14,19749	—1,39310	11,40291	—12,83874
3,26	—14,45540	—1,53636	11,37362	—12,95263
3,27	—14,71559	—1,68221	11,34143	—13,06621
3,28	—14,97805	—1,83068	11,30631	—13,17945
3,29	—15,24277	—1,98178	11,26819	—13,29232
3,30	—15,50974	—2,13554	11,22702	—13,40480
3,31	—15,77896	—2,29198	11,18275	—13,51685
3,32	—16,05041	—2,45113	11,13532	—13,62845
3,33	—16,32409	—2,61300	11,08469	—13,73955
3,34	—16,59990	—2,77762	11,03078	—13,85013
3,35	—16,87809	—2,94501	10,97356	—13,96015
3,36	—17,15839	—3,11519	10,91297	—14,06959
3,37	—17,44089	—3,28818	10,84894	—14,17840
3,38	—17,72552	—3,46401	10,78142	—14,28656
3,39	—18,01233	—3,64270	10,71036	—14,39402
3,40	—18,30128	—3,82427	10,63569	—14,50075

αх	A	Б	C	D
3,41	-18,59236	-4,00873	10,55737	-14,60672
3,42	-18,88554	-4,19612	10,47532	-14,71189
3,43	-19,18083	-4,38645	10,38950	-14,81621
3,44	-19,47819	-4,57974	10,29985	-14,91966
3,45	-19,77761	-4,77602	10,20629	-15,02220
3,46	-20,07907	-4,97530	10,10879	-15,12378
3,47	-20,38255	-5,17761	10,00726	-15,22436
3,48	-20,68804	-5,38296	9,90166	-15,32391
3,49	-20,99550	-5,59138	9,79192	-15,42238
3,50	-21,30492	-5,80288	9,67799	-15,51973
3,51	-21,61628	-6,01748	9,55979	-15,61592
3,52	-21,92955	-6,23521	9,43726	-15,71091
3,53	-22,22471	-6,45608	9,31036	-15,80466
3,54	-22,56163	-6,68011	9,17900	-15,89711
3,55	-22,88059	-6,90732	9,04313	-15,98822
3,56	-23,20125	-7,13773	8,90269	-16,07795
3,57	-23,52369	-7,37131	8,75760	-16,16626
3,58	-23,84789	-7,60821	8,60781	-16,25309
3,59	-24,17381	-7,84835	8,45325	-16,33840
3,60	-24,50142	-8,09169	8,29386	-16,42214
3,61	-24,83068	-8,33835	8,12956	-16,50426
3,62	-25,16157	-8,58831	7,96030	-16,58471
3,63	-25,49406	-8,84158	7,78601	-16,66345
3,64	-25,82810	-9,09819	7,60662	-16,74042
3,65	-26,16366	-9,35815	7,42206	-16,81556
3,66	-26,50071	-9,62147	7,23227	-16,88885
3,67	-26,83920	-9,88817	7,03718	-16,96019
3,68	-27,17910	-10,15826	6,83672	-17,02957
3,69	-27,52037	-10,43176	6,63082	-17,09691
3,70	-27,86297	-10,70867	6,41942	-17,16216
3,71	-28,20685	-10,98900	6,20245	-17,22528
3,72	-28,55196	-11,27281	5,97984	-17,28619
3,73	-28,89828	-11,56006	5,75152	-17,34486
3,74	-29,24574	-11,85078	5,51742	-17,40121
3,75	-29,59431	-12,14500	5,27746	-17,45518
3,76	-29,94393	-12,44267	5,03159	-17,50673
3,77	-30,29456	-12,74386	4,77973	-17,55580
3,78	-30,64615	-13,04857	4,52181	-17,60231
3,79	-30,99864	-13,35679	3,25777	-17,64621
3,80	-31,35198	-13,66854	3,98752	-17,68744
3,81	-31,70612	-13,98383	3,71100	-17,72594
3,82	-32,06100	-14,30267	3,42814	-17,76164
3,83	-32,41656	-14,62505	3,13887	-17,79448
3,84	-32,77276	-14,95100	2,84312	-17,82440
3,85	-33,12952	-15,28051	2,54081	-17,85132
3,86	-33,48679	-15,61359	2,23187	-17,87519
3,87	-33,84451	-15,95025	1,91624	-17,89594
3,88	-34,20261	-16,29048	1,59384	-17,91350
3,89	-34,56103	-16,63430	1,26460	-17,92779
3,90	-34,91970	-16,98171	0,92844	-17,93876
3,91	-35,27855	-17,33270	0,58530	-17,94634
3,92	-35,63753	-17,68728	0,23511	-17,95045
3,93	-35,99655	-18,04544	0,12221	-17,95102
3,94	-36,35554	-18,40721	-0,48673	-17,94798
3,95	-36,71444	-18,77256	-0,85852	-17,94126
3,96	-37,07317	-19,14150	-1,23766	-17,93078
3,97	-37,43165	-19,51402	-1,62421	-17,91648
3,98	-37,78980	-19,89013	-2,01824	-17,89827
3,99	-38,14755	-20,26982	-2,41984	-17,87610
4,00	-38,50482	-20,65308	-2,82906	-17,84985

ОГЛАВЛЕНИЕ

ТОМ. I

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТОННЕЛЕЙ

Стр.

Предисловие	3

Глава I. Основные понятия о тоннелях

1. Определение и классификация тоннелей	7
2. Поперечное сечение тоннеля	9
3. Краткий исторический обзор тоннельного строительства	11

Глава II. Инженерно-геологические исследования трассы тоннелей

4. Задачи и методы исследования	18
5. Значение тоннеля как элемента железнодорожной трассы	22
6. Гидрогеологические условия трассы	23
7. Подземные газы	24
8. Физико-механические свойства горных пород	24
9. Температура тоннельной выработки	25
10. Предварительный прогноз горного давления	27

Глава III. Общие принципы проектирования тоннелей

§ 11. Тоннели как средство преодоления препятствий в плане и профиле	29
1. Значение тоннеля как элемента железнодорожной трассы	29
2. Применение тоннелей для преодоления препятствий в профиле	30
3. Применение тоннелей для преодоления препятствий в плане	31
§ 12. Габариты и внутреннее очертание тоннелей	32
1. Габариты тоннелей на прямых участках	32
2. Рациональные формы внутреннего очертания тоннелей	33
3. Уширение тоннелей на кривых	34
4. Автомобильные тоннели	35
5. Судоводные тоннели	37
§ 13. Техничко-экономические соображения при проектировании тоннелей	38
1. Критерии для выбора оптимального тоннельного варианта	38
2. Определение стоимости сравниваемых вариантов	38
3. Определение эксплуатационных расходов	39
4. Выбор между одним двухпутным и двумя однопутными тоннелями	40

Глава IV. Трасса тоннелей

§ 14. Расположение тоннелей в плане	41
1. Требования, предъявляемые к плану тоннеля	41
2. Выбор радиуса кривой в трудных условиях рельефа	42
3. Порталы	43
§ 15. Расположение тоннелей в профиле	44
1. Требования, предъявляемые к продольному профилю тоннеля	44
2. Смягчение руководящего уклона в тоннелях	46
§ 16. Способы преодоления естественного уклона, если он больше руководящего уклона	49
1. Применение кратной тяги	49
2. Применение перевальных выемок и тоннелей с подходными насыпями и эстакадами	50
3. Переход к базисному решению	51
4. Тоннели на участках искусственного развития линии	52

	Стр.
§ 17. Разбивка оси тоннеля на поверхности	55
1. Определение начальных точек и исходных направлений	55
2. Геодезические работы на поверхности	56
§ 18. Подземная разбивка оси тоннеля	63
1. Общие положения	63
2. Приёмы и точность работ при разбивке осей выработок с порталов	63
3. Приёмы работ при разбивке осей выработок через шахты	66

Глава V. Конструкции и материал тоннельных обделок

19. Оптимальное очертание конструкций подземных сооружений	72
20. Элементы конструкций и материал тоннельных обделок	73
21. Обделка железнодорожных горных тоннелей	73
22. Обделка автодорожных горных тоннелей	79
23. Обделки тоннелей, сооружаемых при помощи щитов	82
1. Общее описание	82
2. Нормальные кольца для перегонных тоннелей	83
3. Клинообразные тюбинги	86
4. Маркировка	87
5. Тюбинги для тоннелей московского метрополитена	87
6. Обделка из стали	89
7. Обделка из железобетонных тюбингов	91
8. Обделка из бетонных блоков	93
9. Обделка из прессованного бетона	96
10. Деревянная обделка	96
24. Конструкции обделок подводных тоннелей	97
25. Конструкции обделок напорных гидротехнических тоннелей	98
1. Общие соображения	98
2. Тоннели без обделок	100
3. Обделка из торкрета и бетона для выравнивания выработки	101
4. Бетонные обделки как несущие конструкции	101
5. Комбинированные обделки	102
6. Железобетонные обделки	104
7. Обделка с упругим уплотнением	104
8. Бетонные обделки с внутренней металлической оболочкой	105
§ 26. Конструкции обделок безнапорных гидротехнических тоннелей	106
1. Общие соображения	106
2. Тоннели без обделки	107
3. Бетонные обделки для выравнивания выработки	107
4. Бетонные обделки как несущие конструкции	108
5. Железобетонные обделки	108
6. Сборные обделки	111
7. Конструкция обделок судоходных тоннелей	113
§ 27. Конструкции городских тоннелей, сооружаемых без вскрытия поверхности	114
1. Общие соображения	114
2. Однопутные тоннели метрополитенов	114
3. Двухпутные тоннели	116
4. Станционные тоннели	117
5. Эскалаторные тоннели	122
6. Автодорожные тоннели	124
§ 28. Конструкции городских тоннелей, сооружаемых открытым способом	126
1. Общая часть	126
2. Однопутные тоннели	127
3. Двухпутные тоннели	132
4. Раструбы	135
5. Тоннели — тупики	136
6. Станции	141
7. Конструкции из сборного железобетона	148

Глава VI. Давление горных пород

§ 29. Общие положения	151
1. Напряжённое состояние в нетронутом горном массиве	151
2. Сущность явлений в породах после проведения горной выработки	152
3. Качественная оценка явлений давления горных пород	152
4. Количественная оценка явлений	153
§ 30. Гипотезы, принимающие давление пропорциональным глубине заложения тоннеля	153
§ 31. Гипотезы, основанные на законах равновесия сыпучих тел	154
§ 32. Гипотезы, основанные на предположении сводообразования	157

	Стр.
33. Гипотезы, основанные на законах упругости	163
34. Методы непосредственного измерения давления в выработках	164
35. Выводы	168

Глава VII. Расчёт обделок подковообразного очертания

§ 36. Основные положения по расчёту обделок	171
1. Общие понятия	171
2. Нагрузки, действующие на обделку тоннеля	171
3. Реактивное действие породы	175
4. Рациональное очертание обделок тоннелей	180
§ 37. Методы расчёта обделок	181
1. Установление расчётной схемы обделки	181
2. Свод как основной расчётный элемент обделки	185
3. Расчёт обделки в виде пологого свода	185
4. Расчёт обделки в виде подъёмистого свода	194
5. Расчёт обделки замкнутой конструкции	198
6. Расчёт обделки с массивными стенками	202
7. Пример расчёта обделки в виде подъёмистого свода	207
§ 38. Краткий обзор существующих методов расчёта обделок	216

Глава VIII. Расчёт обделок кругового очертания

§ 39. Назначение размеров сечений обделки	228
40. Проверка напряжений	229
41. Стадии работ обделки	230
§ 42. Расчёт обделки как свободно деформируемого кольца	232
1. Теория	232
2. Числовой пример	234
§ 43. Расчёт обделки по методу Хьюнта	236
1. Теория	236
2. Числовой пример	241
§ 44. Расчёт обделки, как кольца в упругой среде	244
1. Теория	244
2. Контроль вычислений	261
3. Числовой пример	265
§ 45. Расчёт гидроизоляционных оболочек	275

Глава IX. Особенности проектирования гидротехнических тоннелей

§ 46. Гидравлические расчёты	277
1. Основные задачи гидравлического расчёта гидротехнических тоннелей	277
2. Очертание профиля безнапорного и напорного тоннелей	281
3. Гидравлический расчёт безнапорных тоннелей	281
4. Гидравлический расчёт напорных тоннелей	285
5. Местные потери напора	287
6. Выбор расчётной величины коэффициента шероховатости	287
7. Геометрический уклон тоннеля	288
§ 47. Экономические расчёты	292
1. Метод и формулы экономического расчёта	292
2. Определение модуля стоимости тоннеля	293
3. Экономический расчёт напорного тоннеля с предельной напорностью	301
§ 48. Статические расчёты обделок напорных тоннелей	303
1. Расчётная схема нагрузок	303
2. Расчёт обделки на внутреннее давление воды с учётом упругого отпора породы и на влияние температуры воды	311
3. Числовой пример	326
§ 49. Общие соображения о статическом расчёте обделок безнапорных тоннелей	330

Глава X. Особенности расчёта обделок, возводимых открытым способом

§ 50. Расчётные нагрузки	331
1. Постоянные нагрузки	331
2. Временные нагрузки	336
3. Дополнительные нагрузки	338
§ 51. Допускаемые напряжения	338
§ 52. Марки бетона	338
§ 53. Основные принципы расчёта прочности	339
Приложение	344

тр.
163
164
168

171
171
171
175
180
181
181
185
185
94
98
02
07
16

28
29
30
32
32
34
36
36
41
44
44
51
55
5

7
7
1
1
1
5
7
7
3
2
2
3
1
3
1

ОПЕЧАТКИ
в книге «Тоннели» том I

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать	По чьей вине
67	3 св.	$BB=l_1+l_2+l_3;$	$B\Gamma=l_1+l_2+l_3;$	Ред.
69	11 св.	$AB=\alpha_1=\alpha-e$	$AB=\alpha_1=\alpha-e$	Ред.
235	графа М 2 св.	$qr^2 (0,493+0,106 \cos \alpha -$ $-0,5 \sin^2 \alpha)$	$qr^2 (0,193+0,106 \cos \alpha -$ $-0,5 \sin^2 \alpha)$	Корр.
280	27 св.	формула Гангилье— Куттера, применяемая при $I < 0,005;$	формула Гангилье— Куттера, применяемая при $I < 0,0005;$	Корр.

Зак. 954.