

Гидропроект им. С. Я. Жука  
Минэнерго СССР

# Руководство

по проектированию  
гидротехнических  
туннелей



Москва 1982

ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ЛЕНИНА ПРОЕКТНО-  
ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ «ГИДРОПРОЕКТ»  
им. С. Я. ЖУКА  
МИНИСТЕРСТВА ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ  
СССР

# РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ



МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1982

Рекомендовано к изданию решением комиссии технического совета института Гидропроект.

**Руководство** по проектированию гидротехнических туннелей/Всесоюз. проект.-изыскат. и н.-и. ин-т «Гидропроект» им. С. Я. Жука.— М.: Стройиздат, 1982.— 287 с.

Составлено к «Указаниям по проектированию гидротехнических туннелей» СН 238-73 и учитывает результаты научно-исследовательских работ, передовой опыт проектирования и строительства.

Содержит основные положения проектирования гидротехнических туннелей, необходимые для этого материалы, методики расчетов обделок туннелей различных типов; освещены также особенности проектирования дренажных устройств; учет сейсмических воздействий, проектирование в условиях вечной мерзлоты, проектирование туннелей для пропуска строительных расходов.

Для инженерно-технических работников, занятых проектированием и строительством гидротехнических туннелей.

Табл. 71, ил. 131.

## ПРЕДИСЛОВИЕ

«Руководство по проектированию гидротехнических туннелей» составлено к «Указаниям по проектированию гидротехнических туннелей» (СН 238-73) и изменениям и дополнениям к ним, утвержденным постановлением Госстроя СССР от 26 июля 1979 г. № 126.

В Руководстве учитываются семилетний опыт применения СН 238-73, положения глав СНиП II-50-74 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования», СНиП II-56-77 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений», результаты проведенных за последние годы исследований и опыт проектирования, строительства и эксплуатации гидротехнических туннелей.

При составлении Руководства использованы результаты научно-исследовательских работ, выполненных НИСом Гидропроекта, отделениями и отделами Гидропроекта по планам ГКНТ СССР и Госстроя СССР.

Руководство состоит из двух частей:

часть I «Основные положения проектирования. Конструкции»;

часть II «Расчеты обделок».

В Руководство включен текст пунктов «Указаний по проектированию гидротехнических туннелей» (СН 238-73), который выделен вертикальной чертой. Нумерация пунктов, рисунков и таблиц СН 238-73 приведена в скобках следом за соответствующим номером пунктов, рисунков, таблиц Руководства.

Все размеры на рисунках показаны в метрах, за исключением отдельных случаев, когда размерность указана на рисунке.

В части I Руководства приведены основные положения проектирования, а также информация об аналогах по различным разделам проекта, о прогрессивных и перспективных направлениях в исследованиях, проектировании и строительстве гидротехнических туннелей.

Часть II Руководства содержит основные расчетные положения, рекомендуемые методы, алгоритмы, описание программ статических расчетов обделок гидротехнических туннелей и рекомендации по подбору сечений обделок. Приведены примеры расчетов различных обделок гидротехнических туннелей.

В окончательной редакции Руководства учтены замечания и предложения Всесоюзного объединения по специальным работам Гидроспецстрой и института Гидроспецпроект, Всесоюзного института Оргэнергострой, отделений и отделов Гидропроекта.

Часть I Руководства разработана техническим отделом института Гидропроект и отделом подземных сооружений научно-исследовательского сектора этого института: инж. В. Г. Лебедевым, канд. техн. наук А. Н. Мордовиной и д-ром техн. наук В. М. Мостковым

(руководитель работы). Глава 9 «Дренажные устройства», а также прил. 1, 6, 11, 16, 21 и 22 составлены Среднеазиатским отделением Гидропроекта (канд. техн. наук В. Ф. Илюшин). Глава 11 «Особенности проектирования гидротехнических туннелей в условиях вечной мерзлоты» составлена Ленинградским отделением Гидропроекта (канд. техн. наук Г. Я. Гевирц с участием инженеров А. Н. Арсеньевой и В. Л. Челнокова). В составлении части I принимали также участие сотрудники НИСа Гидропроекта инженеры Р. С. Гальперин, В. М. Семенов, Ю. К. Котенков, Р. Н. Язев, З. В. Вострикова и инж. Армянского отделения Гидропроекта А. М. Саркисян.

Часть II Руководства разработали сотрудники отдела подземных сооружений НИСа Гидропроекта: инженеры М. Х. Каплан (гл. 4, прил. 24, 26, 27), В. К. Ксенофонтов (гл. 4, 5, прил. 24, 26, 28), Л. Б. Побожая (прил. 26—28), д-р техн. наук проф. В. М. Мостков (гл. 3, 6), д-р техн. наук Р. А. Резников (руководитель работы, гл. 1—6, прил. 24—28); технического отдела Гидропроекта: инж. Л. М. Харьковца (гл. 4); института Оргэнергострой: канд. техн. наук И. И. Гроссман (гл. 6); СКБ Мосгидросталь: кандидаты техн. наук А. Р. Фрейшист и А. М. Шор (прил. 23); МИСИ им. В. В. Куйбышева: канд. техн. наук доцент В. Л. Кубецкий (гл. 4, прил. 24), канд. техн. наук доцент С. А. Юфин (гл. 4, прил. 24).

В гл. 4, прил. 26, 27 использованы материалы отчета НИИ оснований и подземных сооружений «Расчет обделок в условиях полного контакта с массивом горных пород методами теории упругости» (автор — д-р техн. наук Н. Н. Фотиева).

В процессе составления и редактирования настоящего Руководства были учтены предложения и рекомендации комиссии Гидропроекта в составе: инженеры Л. Б. Шейман (председатель), Б. М. Володин, А. Б. Еленич, Е. Г. Пикус, канд. техн. наук В. В. Рукин и инж. Г. П. Янчевская.

Замечания и предложения по содержанию Руководства просьба направлять в технический отдел института Гидропроект и научно-исследовательский сектор Гидропроекта по адресу: Москва, А-80, Волоколамское шоссе, 2.

## Часть I

# ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ. КОНСТРУКЦИИ

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Руководство составлено к «Указаниям по проектированию гидротехнических туннелей» (СН 238-73) с изменениями и дополнениями, утвержденными постановлением Госстроя СССР от 26 июля 1979 г. № 126, и рекомендуется для использования при проектировании гидротехнических туннелей, входящих в состав гидроэлектростанций, мелиоративных систем и систем водоснабжения.

1.2 (1.2). Классы гидротехнических туннелей, входящих в состав сооружений гидроэлектростанций и мелиоративных систем, должны устанавливаться по общесоюзным строительным нормам и правилам соответственно на проектирование речных гидротехнических сооружений и мелиоративных систем; классы гидротехнических туннелей, предназначенных для систем водоснабжения, должны соответствовать категориям надежности подачи воды, устанавливаемым общесоюзными строительными нормами и правилами по проектированию водоснабжения.

1.3 (1.3). Гидротехнические туннели в зависимости от назначения относятся к основным, второстепенным и временным сооружениям. К основным сооружениям относятся туннели, предназначенные для постоянного пропуска воды при эксплуатации гидроэлектростанций, мелиоративных систем и систем водоснабжения; к второстепенным — туннели, предназначенные для периодического пропуска воды (для опорожнения и промыва водоемов и водоводов, водосборные туннели), за исключением их головных участков до затворов, которые относятся к основным сооружениям;

к временным — туннели, предназначенные для пропуска воды в период строительства или ремонта гидротехнических сооружений.

Примечания: 1. В отдельных случаях, при проектировании крупных гидроузлов с большим сроком продолжительности строительства, строительные туннели допускается относить к второстепенным сооружениям.

2. При проектировании туннелей основного или второстепенного назначения должна быть рассмотрена возможность использования их для пропуска строительных расходов воды.

1.4. В соответствии с п. 1.4 главы СНиП II-50-74 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования» при определении класса основных и второстепенных гидротехнических туннелей должны учитываться возможные последствия при их аварии или нарушении установленного режима эксплуатации.

Оценка возможных последствий аварий или нарушения установленного режима эксплуатации гидротехнических туннелей производится с учетом:

наличия в нижнем бьефе городов, населенных пунктов, предприятий и объектов народного хозяйства, транспортных магистралей и т. п.;

наибольшей высоты водоподпорных сооружений и объемов водохранилища;

геологического строения и сейсмичности района, топографического строения долины;

ущерба народному хозяйству, вызываемого перерывами в снабжении населения и предприятий водой, электроэнергией, остановкой речного транспорта, прекращением полива сельскохозяйственных угодий и т. п.

1.5. Согласно п. 1.4 главы СНиП II-50-74 постоянные гидротехнические сооружения гидроэлектростанций, в том числе туннели, в зависимости от народнохозяйственного значения объектов, в состав которых они входят, разделяются на четыре класса (табл. 1.1).

Таблица 1.1

Объекты	Классы сооружений	
	основных	второстепенных
Гидротехнические сооружения гидравлических, гидроаккумулирующих и тепловых электростанций мощностью:		
1,5 млн. кВт и более	I	III
менее 1,5 млн. кВт	II—IV	III—IV
Речные гидроузлы и магистральные каналы оросительных систем при площади орошения более 400 тыс. га	II	III
Речные гидроузлы и магистральные каналы мелиоративных систем при площади орошения и осушения:		
от 51 до 400 тыс. га	III	IV
до 50 тыс. га	IV	IV

Примечание. Классы гидротехнических сооружений, проектируемых на оросительных магистральных каналах, участвующих в создании напорного фронта, повышают на единицу против указанных в табл. 1.1.

Пример назначения классов подземных гидротехнических сооружений гидроузла, в том числе туннелей, приведен в прил. 1.

1.6. В соответствии с п. 1.5 главы СНиП II-31-74 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения» системы водоснабжения по надежности подачи воды разделяются на три категории и принимаются в соответствии с табл. 1.2.

1.7. Класс гидротехнических туннелей, входящих в состав комплексного гидроузла, обеспечивающего одновременно нескольких участников водохозяйственного комплекса (энергетику, речной транспорт, мелиорацию, водоснабжение), устанавливаются как для объекта, показатели которого соответствуют наиболее высокому классу.

Таблица 1.2

Характеристика водопотребителей	Категория надежности подачи воды системами водоснабжения
Предприятия металлургической, нефтеперерабатывающей, нефтехимической и химической промышленности, электростанции. Хозяйственно-питьевые водопроводы населенных пунктов с числом жителей более 50 000 чел., допускающие снижение подачи воды не более 30% в течение до 3 сут	I
Предприятия угольной, горнорудной, нефтедобывающей, машиностроительной и других видов промышленности. Хозяйственно-питьевые водопроводы населенных пунктов с числом жителей до 50 000 чел. и групповые сельскохозяйственные водопроводы, допускающие снижение подачи воды до 30% в течение до 1 мес или перерыв в подаче воды в течение до 5 ч	II
Мелкие промышленные предприятия; системы орошения сельскохозяйственных земель. Хозяйственно-питьевые водопроводы населенных пунктов с числом жителей до 500 чел., допускающие перерыв в подаче воды до 1 сут или снижение подачи воды не более 30% в течение до 1 мес	III

**Примечание.** Предприятия, не перечисленные в табл. 1.2, но имеющие обратную систему водоснабжения, относят ко II категории надежности подачи воды. Категорию надежности следует приравнивать к классу сооружения.

**1.8.** Класс основных гидротехнических сооружений, определенный по табл. 1.1, может быть повышен, если электростанции, в состав которых они входят, изолированы от систем и обслуживают крупные населенные пункты или промышленные предприятия, транспорт и др.

**1.9.** Класс основных гидротехнических сооружений (кроме IV) допускается понижать на единицу:

для сооружений I и II классов, не участвующих в создании напорного фронта, за исключением напорных диваэционных туннелей, турбинных водоводов, уравнивательных камер;

для энергетических и мелиоративных сооружений, условия эксплуатации которых позволяют производить ремонт этих сооружений без нарушения работы гидроузла;

для сооружений оросительных систем, срок службы которых не превышает 10 лет.

**1.10.** При надлежащем обосновании строительные туннели при сроке их работы более 5 лет допускается относить к III классу.

Туннели, отнесенные к временным сооружениям, должны отвечать требованиям, предъявляемым к сооружениям IV класса.

**1.11 (1.4).** Гидротехнические туннели в зависимости от режима работы подразделяются на:

напорные, работающие при избыточном внутреннем давлении воды;



безнапорные (несаморегулирующиеся и саморегулирующиеся), работающие при частичном наполнении водой.

Выбор типа туннеля должен производиться с учетом общей компоновки гидроузла, гидравлического режима его работы, глубины заложения от дневной поверхности земли, инженерно-геологических условий и способа производства работ на основании сравнения технико-экономических показателей по рассматриваемым вариантам.

1.12 (1.5). В гидротехнических туннелях допускается переменный режим работы при обеспечении постепенного перехода из безнапорного режима в напорный и обратно, что должно быть обосновано данными лабораторных исследований.

1.13. Гидравлический режим в отводящих туннелях при всех уровнях воды в нижнем бьефе рекомендуется поддерживать устойчивым — только напорным или только безнапорным. Переходные режимы от напорного к безнапорному и обратно в отводящих туннелях допускается проектировать кратковременными при надлежащем обосновании.

1.14. При проектировании гидротехнических туннелей учитывают также:

- условия постоянной и временной эксплуатации;
- требования технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов;
- условия и способы производства работ;
- требования по охране природы, сохранению ландшафта.

1.15 (1.7). В проектах основных гидротехнических туннелей I, II и III классов должна предусматриваться установка контрольно-измерительной аппаратуры для проведения натурных наблюдений за работой сооружения как в процессе строительства, так и в период его эксплуатации для оценки состояния обделки туннеля и окружающей его породы, гидравлического и фильтрационного режимов.

Выбор конструкции и назначение количества контрольно-измерительной аппаратуры, а также ее размещение должны производиться в зависимости от класса туннеля, его конструкции, геологических и гидрогеологических условий, а также способов производства работ.

Состав и задачи натурных исследований при строительстве и эксплуатации гидротехнических туннелей приведены в прил. 2.

1.16. В качестве примеров компоновок гидроузлов, включающих гидротехнические туннели различного назначения, можно назвать Ингурскую, Нурекскую и Рогунскую гидроэлектростанции. Схема компоновки и общие данные по Рогунской ГЭС и входящим в ее состав гидротехническим туннелям приведены в прил. 1.

Примерный состав проекта гидротехнического туннеля и его технико-экономического обоснования приведен в прил. 3.

## **2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ**

2.1. Инженерно-геологические изыскания для проектирования гидротехнических туннелей производятся в соответствии с «Руководством по инженерно-геологическим изысканиям для строительства подземных гидротехнических сооружений» (М., Энергия, 1978).

2.2. До начала работ по проектированию гидротехнических туннелей главный инженер проекта выдает изыскателям обоснованное задание на инженерно-геологические изыскания. Геологи устанавливают по согласованию с проектировщиками состав и объем изыскательских работ в зависимости от стадии проектирования, класса туннеля, его назначения, условий работы, размеров (сечения, длины) и геологической изученности района строительства.

Состав и объем изысканий должны соответствовать II разделу «Руководства по инженерно-геологическим изысканиям для строительства подземных гидротехнических сооружений».

2.3. При изысканиях и проектировании следует стремиться к максимальному использованию несущей способности и водоупорных свойств горных пород в естественном состоянии. В отдельных случаях возможно улучшение свойств пород специальными способами (цементация и др.). Это обычно позволяет наиболее целесообразно и экономично выбрать конструкцию туннеля.

2.4. По глубине заложения от дневной поверхности туннели при инженерно-геологических изысканиях принято различать следующим образом:

мелкого заложения	— до 100 м;
средней глубины заложения	— от 101 до 500 м *;
глубокого заложения	— более 500 м.

По протяженности условно различают туннели:

короткие	— до 1 км;
средней длины	— от 1 до 5 км;
длинные	— более 5 км.

2.5. Основными природными факторами, определяющими инженерно-геологические условия строительства и эксплуатации туннеля, являются:

а) геологическое строение района — состав, литологические и тектурные особенности, распространение, мощность и условия залегания коренных горных пород, мощность и состав покровных отложений;

б) тектоника района — наличие складчатых и разрывных тектонических структур, зон ослабленных пород, характер и ориентировка преобладающих систем трещин;

в) гидрогеологические условия — наличие водоносных горизонтов и замкнутых скоплений (линз) подземных вод, их распространение, водообильность, водопроницаемость скальных массивов, распределение напоров подземных вод, химический состав и их агрессивность. Возможность и последствия связи подземных вод с поверхностными водами во время строительства туннеля;

г) физико-механические свойства горных пород в массиве с учетом их литологических и тектурных особенностей, трещиноватости, влажности, водостойкости, определяющие в основном способы производства работ, типы и конструкции обделок, временные крепи;

д) физико-геологические и инженерно-геологические процессы, влияющие на строительство и эксплуатацию туннеля, сейсмоактивность и возможность проявления современных тектонических подвижек блоков породы;

---

\* В Руководстве по инженерно-геологическим изысканиям принято несколько иное разделение туннелей по их заложению: мелкого заложения — до 200 м, средней глубины заложения — от 200 до 500 м.

е) геотермические условия, влияющие на строительство и эксплуатацию туннелей глубокого заложения, а в зоне вечной мерзлоты — на небольших глубинах;

ж) газоносность горных пород — наличие и возможность поступления в туннель, подходы и другие выработки взрывоопасных и вредных для здоровья людей и сохранности техники природных газов;

з) напряженно-деформированное состояние массива горных пород в зоне влияния сооружений.

2.6. При изучении геологического строения района строительства гидротехнических туннелей на всех этапах и стадиях проектирования обязательному освещению подлежат:

а) петрографический состав, литологические и текстурные особенности горных пород, их сохранность;

б) распространение, мощности и формы залегания основных стратиграфо-литологических комплексов и отдельных разновидностей пород;

в) наличие, характер и ориентировка складчатых и разрывных тектонических структур, зон нарушений (ослабления) пород, преобладающих систем трещин;

г) проявление современной тектоники и сейсмичности.

Знание этих вопросов позволяет правильно оценить прочностные свойства, разрабатываемость при строительстве и устойчивость горных пород, что в свою очередь дает возможность принять оптимальные решения по выбору трассы туннеля, конструкции и материала его обделки и типа временной крепи.

2.7. По трассам туннелей масштабы инженерно-геологических съемок могут изменяться от 1 : 50 000 до 1 : 5000, при этом наиболее мелкие масштабы съемок принимаются на ранних стадиях проектирования (схемы использования энергетических и других ресурсов реки) для туннелей с несложными инженерно-геологическими условиями при глубоком их заложении и большой протяженности. Наиболее крупные масштабы съемок принимаются на стадии технического проекта для крупных туннелей, проходимых в сложных инженерно-геологических условиях и при относительно небольшой их протяженности.

При определении ширины полосы инженерно-геологической съемки по трассе туннеля исходят из того, что съемка должна охватывать все рассматриваемые варианты трассы и освещать геологическое строение на необходимую глубину.

2.8. Количественная оценка трещиноватости горных пород производится по модулю трещиноватости или по их блочности в массиве.

Модуль трещиноватости показывает количество трещин, развитых на протяжении 1 м рассматриваемого разреза горного массива. При подсчете количества трещин следует исключать трещины, залеченные минералами (кремнием, карбонатом и др.), прочность которых равна или превышает прочность коренных пород.

По модулю трещиноватости горные породы подразделяют на четыре группы, приведенные в табл. 2.1.

Неблагоприятными для устойчивости пород при проходке туннелей являются обычно системы трещин с субпараллельным простиранием по отношению к оси выработки, имеющие крутые углы падения (от 40 до 80°), глинистый заполнитель, зеркала скольжения и т. п. В этих случаях при нарушении технологии проходки или неудачно

Таблица 2.1

Группа пород	Модуль трещиноватости	Среднее расстояние между трещинами, м
Слаботрещиноватые	1,5	0,65
Среднетрещиноватые	1,5—5	0,65—0,2
Сильнотрещиноватые	5—30	0,2—0,03
Весьма сильнотрещиноватые (раздробленные)	Более 30	Менее 0,03

выбранной технологии работ, неизбежны значительные переборы и вывалы породы.

Характерные случаи пересечения пластов и трещин в горном массиве при проходке туннелей, примеры неблагоприятного сочетания основных систем трещин и их влияние на образование вывалов при проходке туннелей показаны на рис. 2.1—2.4.

2.9. При выборе трассы туннеля рекомендуется, как правило, принимать направление ее таким, чтобы туннель проходил в крест простирания или под углом более  $45^\circ$  по отношению к простиранию пластов породы и основных тектонических нарушений.

Если по компоновочным решениям гидроузла или топографическим условиям приходится принимать трассу туннеля, идущую по простиранию или под острыми углами к направлению простирания пород и основных тектонических нарушений, следует обращать особое внимание на то, чтобы туннель не проходил по наиболее слабым пластам или по зоне крупного тектонического нарушения.

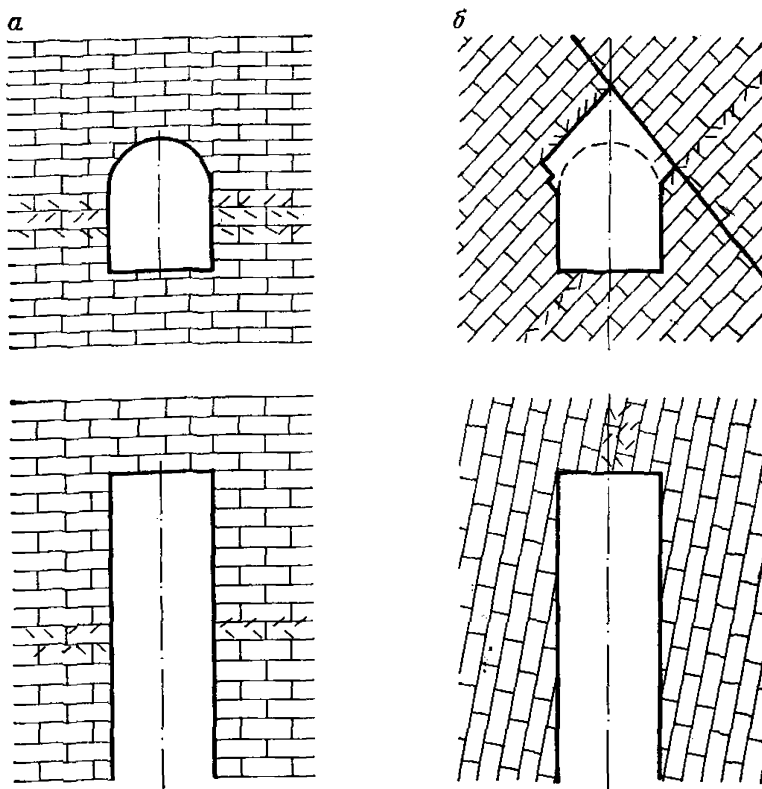
2.10. На основании гидрогеологических факторов, указанных в п. 2.5 «в», составляется прогноз притока воды в подземные выработки, распределение напоров подземных вод вдоль трассы туннеля, оценка агрессивности подземных и поверхностных вод, необходимые для проектирования обделок туннелей и выбора способа производства работ по их строительству.

2.11. При изысканиях и проектировании гидротехнических туннелей принято деление горных пород на скальные, полускальные и нескальные.

К скальным относятся различные изверженные, метаморфические и наиболее прочные осадочные породы (известняки, песчаники и т. п.) с пределом прочности на сжатие в водонасыщенном состоянии более  $200 \text{ кгс/см}^2$ . Особенностью скальных пород является их трещиноватость, вследствие чего инженерно-геологические свойства этих пород в образце (керне) и в массиве могут резко отличаться.

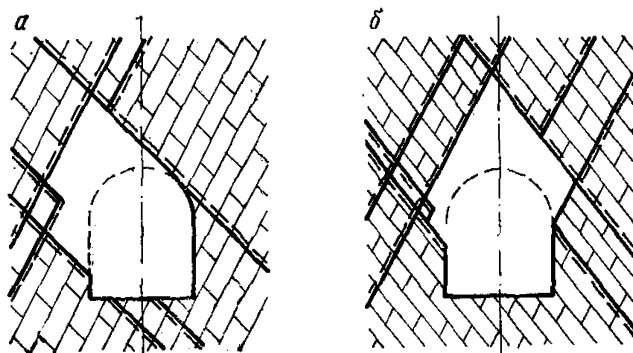
К полускальным относятся многие цементированные породы с ослабленными или способными к резкому ослаблению при водонасыщении связями между зернами, а также растворимые породы. Предел прочности этих пород на сжатие в воздушно-сухом состоянии колеблется от 10 до  $200 \text{ кгс/см}^2$  и уменьшается при водонасыщении. К полускальным породам относят также выветрелые, наиболее трещиноватые и измененные разности изверженных, метаморфических и многих осадочных пород.

Проходка туннелей в полускальных породах может быть связана с проявлением значительного горного давления, набуханием, пучением, деформациями временной крепи и обвалов. Это обстоя-



**Рис. 2.1. Характерные случаи пересечения пластов и трещин в горных массивах при проходке туннелей:**

*a* — благоприятные (под прямым углом); *б* — неблагоприятные (под острым углом)



**Рис. 2.2. Примеры неблагоприятного сочетания основных систем трещин и их влияние на образование вывалов при проходке туннелей:**

*a* — асимметричные вывалы пород при наличии глинистого заполнителя трещины по одной из систем трещин; *б* — симметричные вывалы при наличии глинистого заполнителя по двум системам трещин

тельство следует учитывать в проектах гидротехнических туннелей и предусматривать специальные мероприятия конструктивного и технологического характера (специальные и усиленные виды крепи, податливые крепи и обделки, применение щитовых способов проходки и др.).

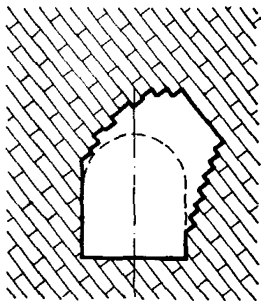


Рис. 2.3. Характерные вывалы в туннелях, проходимых в слоистых скальных породах (известняках и т. п.) с ярко выраженной трещиноватостью напластований

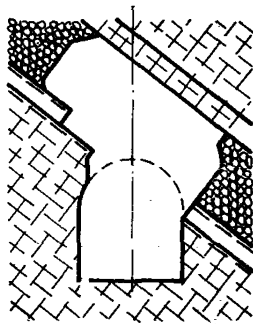


Рис. 2.4. Крупный вывал породы, связанный с зоной тектонического дробления

К нескальным породам относятся сыпучие и связанные породы — крупнообломочные, песчаные и глинистые. С крупнообломочными и песчаными породами при проходке выработок часто связаны крупные вывалы, а в случае водоносности пород — значительные притоки воды с суффозионным выносом мелких частиц. Проходка туннелей в таких породах, если нельзя обойти их участки, возможна с применением специальных методов: водопонижения, замораживания, химического закрепления и способом щитовой проходки. Для глинистых пород характерны деформации пучения и набухания. Интенсивность пучения можно определить, в частности, по методике, разработанной Институтом горного дела (ИГД) им. А. А. Скочинского.

Борьба с пучением необходима для того, чтобы при производстве работ обеспечить сохранение естественных прочностных и деформативных свойств пород, а в случае необходимости искусственно упрочнить их. Многие пучащие породы, особенно глинистые, очень чувствительны к изменениям влажности, в связи с чем в борьбе с пучением большое значение имеют осушение и изоляция пучащих пород от воды. Эффективны некоторые виды крепи — набрызгбетон и анкеры самостоятельно и в сочетании. Специальные способы — химическое закрепление, замораживание — неэффективны.

Давление набухания в некоторых глинах (например, высокодисперсных бентонитовых) превышает  $100 \text{ тс/м}^2$  и может вызвать разрушение временной крепи и обделок туннелей, что должно быть учтено при изысканиях и в проекте.

2.12. При инженерно-геологических изысканиях для проектирования и строительства гидротехнических туннелей определяют следующие показатели физико-механических свойств горных пород: крепость, прочность на сжатие, параметры сопротивления сдвигу  $\varphi^k$  и  $C$ , деформативные свойства (модуль деформации  $E_n$ ), коэффициент удельного отпора  $K_0$ , пучение пород в выработках, коэффициент фильтрации.

Кажущийся угол внутреннего трения  $\varphi^k$  определяется как угол, тангенс которого равен коэффициенту крепости  $f_{кр.}$ .

Таблица 2.2

Степень крепости пород	Породы	Коэффициент крепости пород $f_{кр}$	Группа пород по главе СНиП IV-13	Коэффициент удельного сопротивления $K_0$ , кгс/см <sup>2</sup>	Коэффициент Пуассона $\nu$	Кажущийся угол внутреннего трения $\varphi^k$ , град	Объемный вес, тс/м <sup>3</sup>
В высшей степени крепкие	Наиболее крепкие, плотные и вязкие кварциты и базальты, исключительные по крепости другие породы	20—25	XI	Более 1000 *	0,09—0,14	87	2,8—3
Очень крепкие	Очень крепкие граниты, кварцевый порфир, кремнистый сланец, менее крепкие, чем указанные выше, кварциты, самые крепкие известняки и песчаники	15	X	1000 *	0,1—0,2	85	2,6—2,7
Крепкие	Гранит (плотный), гранитовые породы, очень крепкие песчаники и известняки, кварцевые рудные жилы, крепкий конгломерат, очень крепкие железные руды	10	IX	560	0,14—0,2	82,5	2,5—2,6
	Известняки (крепкие), некрепкий гранит, крепкие песчаники, крепкий мрамор, доломит, колчеданы	8	VIII	400	0,18—0,27	80	2,5
Довольно крепкие	Обыкновенный песчаник, железные руды	6	VII	300	0,18—0,3	75	2,4
	Песчанистые сланцы, сланцевые песчаники	5	VII	250	0,25—0,3	72,5	2,5

Средние	Крепкий глинистый сланец, некрепкий песчаник и известняк, мягкий конгломерат	4	VI	200	0,27—0,32	70	2,8
	Разнообразные сланцы (некрепкие), плотный мергель	3	V	150	0,27—0,3	70	2,5
Довольно мягкие	Мягкий сланец, мягкий известняк, мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт, антрацит, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, цементированная галька и хрящ, каменистый грунт	2	V	100	0,27	65	2,4
	Щебенистый грунт, разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, крепкий каменный уголь ( $f_{кр} = 1,4 \div 1,8$ ) отвердевшая глина	1,5	V—IV	75	0,25—0,27	60	1,8—2,6
Мягкие	Глина (плотная), средней плотности каменный уголь ( $f_{кр} = 1 \div 1,4$ ), крепкий нанос, глинистый грунт	1	IV—II	50	0,4—0,42	45	1,8
	Легкая песчанистая глина, лесс, гравий, мягкий уголь ( $f_{кр} = 0,6 \div 1$ )	0,8	II—I	35—40	0,3—0,35	40	1,6



Степень крепости пород	Породы	Коэффициент крепости пород $f_{кр}$	Группа пород по главе СНиП IV-13	Коэффициент удельного отпора $K_0$ , кгс/см <sup>2</sup>	Коэффициент Пуассона $\nu$	Кажущийся угол внутреннего трения $\varphi^k$ , град	Объемный вес, тс/м <sup>3</sup>
Землистые	Растительная земля, торф, легкий суглинок, сырой песок	0,6	I	30	0,4—0,45	30	1,5
Сыпучие	Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпная земля, добытый уголь	0,5	I	25	—	27	1,7
Плывучие	Плывуны, болотный грунт, разжиженный лесс и другие разжиженные грунты ( $f_{кр} = 0,1 \div 0,3$ )	0,3	I	15	—	9	1,5—1,8

\* Значения  $K_0$  даны для пород с сомкнутыми трещинами. При трещинах, заполненных глиной и т. п., приведенные значения следует уменьшать на 20%.

Величина сцепления породы в нарушенной зоне  $C$ , тс/м<sup>2</sup>, принимается по данным натуральных исследований. Для предварительных расчетов допускается принимать  $C = 3 f_{кр}$ .

2.13. Крепость горных пород принято характеризовать коэффициентом крепости  $f_{кр}$ , определяемым для скальных и твердых полускальных пород отношением

$$f_{кр} = \frac{R_{сж}}{100}, \quad (2.1)$$

где  $R_{сж}$  — предел прочности породы на сжатие, кгс/см<sup>2</sup>.

В горном деле и в подземном строительстве используется предложенная М. М. Протодяконовым классификация горных пород по коэффициенту крепости (табл. 2.2).

2.14 (8.12). При расчете гидротехнических туннелей I и II классов деформативные характеристики пород  $E_{п}$  или  $K_0$  должны определяться на характерных инженерно-геологических участках по данным натуральных исследований, выполняемых методами: напорных выработок, штампов, сейсмоакустическими и прессиометрическими.

Для туннелей I и II классов определение коэффициента удельного отпора следует вести методами нагружения круглоцилиндрических выработок (инвентарные установки типа ЦГШ, УЦН и др.). Метод прессиометрии допустимо использовать для туннелей этих классов только на ранних стадиях проектирования.

Для туннелей III и IV классов надлежит предусматривать натурные исследования сейсмоакустическими и прессиометрическими методами, при этом допускается использование аналогов.

2.15 (8.13). Для предварительных расчетов значения коэффициентов удельного отпора  $K_0$  для трещиноватых пород допускается определять по графику рис. 2.5 (2) или по аналогам.

Примечание. В слаботрещиноватых породах с  $f_{кр} < 10$  значения  $K_0$ , полученные по графику, необходимо увеличивать на 30%.

2.16. На предварительных стадиях проектирования могут быть использованы ориентировочные значения коэффициентов удельного отпора и другие показатели некоторых типичных разностей пород, полученные методом нагружения цилиндрических поверхностей подземных выработок равномерно распределенной нагрузкой, приведенные в табл. 2.2.

2.17 (8.11). Для напорных туннелей круговой формы, расположенных в однородных изотропных породах, зависимость между  $E_{п}$ ,  $K_0$ ,  $\nu_{п}$  определяется формулой

$$E_{п} = 100K_0(1 + \nu_{п}). \quad (2.2)$$

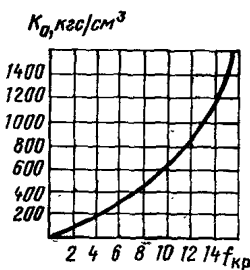
2.18. Коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона)  $\nu_{п}$  также в большой степени зависит от трещиноватости, водонасыщенности и других факторов, но абсолютные его значения изменяются в небольших пределах, и потому его можно принимать по аналогам и таблицам.

2.19. В табл. 2.3 даны ориентировочные значения деформационных и прочностных характеристик в зависимости от скорости распространения продольных упругих волн, которые приведены в СНиП III-45-76 «Сооружения гидротехнические, транспортные, энергетические и мелиоративных систем».

2.20. При изысканиях изучаются и прогнозируются инженерно-геологические процессы, дается качественная и количественная оценка их и, как следствие, обосновываются и рекомендуются мероприятия по борьбе с их вредным влиянием.

2.21. Процессы, связанные с гравитационными смещениями (оползни, обвалы, осыпи), действием поверхностных вод (эрозия водотоков, переработка берегов водохранилища, сели), выветриванием и разуплотнением горных пород, имеют существенное значение при оценке инженерно-геологических условий при выборе мест заложения порталов туннелей, а также в случаях прохождения туннеля на небольших глубинах (под логами, речными долинами и т. п.). Возможное выветривание и разуплотнение пород следует учитывать в проектах конструкций и производства подземных работ.

Рис. 2.5. График зависимости коэффициента удельного отпора  $K_0$  от коэффициента крепости  $f_{кр}$  для трещиноватых пород



2.22. При инженерно-геологических изысканиях выявляется возможность пучения горных пород, которое при строительстве туннеля чаще всего наблюдается со стороны незакрепленных подошвы или боков выработки.

2.23. Процессы, связанные с изменением температурного режима, учитываются в проектах при глубоком заложении туннелей и в районах вечной мерзлоты. В качестве примеров можно указать на строительство туннеля Арпа — Севан (длина туннеля 48,25 км, наибольшая глубина заложения 1225 м), в котором температура доходила до 46,5° С, и на строительство Колымской ГЭС, где подземные гидротехнические сооружения расположены в вечномерзлых скальных породах с температурой минус 7° С.

2.24. Процессы, связанные с действием подземных вод, особенно могут быть неблагоприятны при проходке туннелей в известняках и

Таблица 2.3

Породы	Коэффициент крепости $f_{кр}$	Скорость распространения продольных упругих волн $v$ , м/с	Модуль деформации $E_n$ , кгс/см <sup>2</sup>
<b>Слаботрещиноватые</b>			
Устойчивые скальные породы	8 и более	Более 4200	$10^5$ и более
<b>Трещиноватые</b>			
Скальные породы средней устойчивости	4—8	3500—4200	$(0,5—1) 10^5$
<b>Сильнотрещиноватые</b>			
Слабоустойчивые скальные породы	Менее 4	Менее 3500	$(2—5) 10^4$

комплексах гипсоносных и соленосных пород, в которых возможно присутствие карстовых полостей и связанных с ними скоплений подземных вод.

Весьма важным является прогнозирование возможности поступления воды в туннель, в особенности возможность внезапных прорывов больших количеств воды в туннель во время его проходки.

2.25. При проходке туннелей нередко встречаются взрывоопасные и вредные для людей и оборудования природные газы, в том числе метан ( $\text{CH}_4$ ), углекислый газ ( $\text{CO}_2$ ), сероводород ( $\text{H}_2\text{S}$ ) и соединения азота с другими газами.

В данные инженерно-геологических изысканий входит прогноз возможных поступлений газов в туннель при его строительстве с качественной и количественной характеристикой этих газов.

2.26. В материалы инженерно-геологических изысканий входит прогноз вредности пыли, образующейся при бурении, взрывании и уборке породы в процессе проходки туннелей.

При подземных работах может образовываться как ядовитая, так и неядовитая пыль. Последняя может вызвать легочные заболевания, в том числе силикоз.

### 3. ТРАССА И ПОПЕРЕЧНОЕ СЕЧЕНИЕ ТУННЕЛЕЙ

3.1 (2.1). Трасса туннеля (расположение в плане и продольный профиль) и поперечное сечение должны устанавливаться на основании технико-экономического сопоставления вариантов в увязке с компоновкой гидроузла, инженерно-геологическими условиями по трассе, гидравлическими и статическими условиями работы туннеля, а также способами производства работ.

3.2 (2.4). При проектировании трассы туннеля надлежит по возможности избегать участков, находящихся в неблагоприятных для сооружения туннеля инженерно-геологических и гидрогеологических условиях (значительные тектонические нарушения и приток подземных вод, оползни, карсты и т. п.), а также участков, неблагоприятных в санитарном отношении (скотомогильники, кладбища, свалки, поля фильтрации и т. п.).

3.3 (2.5). Трасса туннеля должна приниматься по возможности прямолинейной и минимальной длины. Непрямолинейную трассу допускается принимать в случаях, когда это вызывается требованиями компоновки гидроузла, необходимостью открытия дополнительных забоев или обеспечения достаточной глубины заложения туннелей, а также, когда необходимо избежать расположения в условиях, указанных в п. 3.2 (2.4).

3.4. При выборе трассы напорного туннеля необходимо соблюдать условия, исключающие образование вакуума в туннеле при любом режиме работы.

3.5 (2.7). Углы поворота трассы туннеля при скорости потока воды до 10 м/с должны приниматься не более  $60^\circ$ , а радиусы закругления — не менее пяти пролетов туннеля в свету. Увеличение угла поворота и уменьшения радиуса закругления против приведенных допускается на основании лабораторных исследований.

При скоростях потока воды в туннеле более 10 м/с допустимые величины угла поворота и радиуса закругления необходимо определять на основании лабораторных исследований.

Начальный и конечный участки криволинейной трассы туннелей должны проектироваться прямолинейными длиной, равной пролету выработки, но не менее 6 м.

**3.6.** Если компоновкой гидроузла предусмотрено сооружение двух и более параллельных туннелей, то при назначении расстояний между ними, порядка и очередности проходки этих туннелей и бетонирования обделок рекомендуется исходить из необходимости исключить возможность образования общего свода давления или общей нарушенной зоны пород над всеми туннелями с тем, чтобы не допустить резкого увеличения горного давления при производстве работ.

**3.7 (2.6).** В напорном туннеле должен обеспечиваться запас давления не менее  $0,2 \text{ кгс/см}^2$  под шельгой свода на всем протяжении туннеля.

**3.8 (2.2).** Техничко-экономические расчеты размеров поперечного сечения туннелей гидроэлектростанций производятся аналитическими или графическими методами, позволяющими найти для ряда вариантов оптимальные сечения туннелей.

**Примечание.** При выборе оптимального сечения туннелей допускается пользоваться формулами, дающими непосредственно искомые размеры сечения.

**3.9 (2.3).** При проведении технико-экономических расчетов по выбору оптимального сечения туннелей гидроэлектростанции должны учитываться гидравлические характеристики туннеля, капиталовложения, ежегодные издержки, а также технико-экономические показатели на заменяемых электростанциях.

Выбор оптимального сечения туннеля производится с учетом как изменения выработки электроэнергии, так и участия гидроэлектростанций в покрытии максимальных нагрузок.

При выборе трассы, режима работы, сечения туннеля следует руководствоваться технико-экономическими соображениями и расчетами (см. прил. 4).

**3.10 (2.8).** Формы поперечных сечений безнапорных туннелей, показанные на рис. 3.1, принимаются в зависимости от инженерно-геологических условий в породах с коэффициентом крепости:

$f_{кр} \geq 8$ , при отсутствии горного давления — I;

$8 > f_{кр} > 4$ , вызывающих только вертикальное горное давление, — II;

$4 \geq f_{кр} \geq 2$ , вызывающих вертикальное и горизонтальное горное давление, — III;

$f_{кр} < 2$ , вызывающих значительные вертикальное, горизонтальное горное давление и давление снизу, — IV.

**Примечания:** 1. Допускается применение других форм поперечного сечения туннелей при надлежащем обосновании.

2. При надлежащем обосновании скругления могут быть заменены вутами.

3. Формы поперечных сечений III и IV в настоящее время практически не применяются.

**3.11 (2.9).** Поперечное сечение кругового очертания принимается для безнапорных туннелей, проходящих в породах, разрывающих горное давление, несимметричное относительно вертикальной оси сечения, в набухающих породах, а также при высоком напоре подземных вод.

При значительном давлении подземных вод помимо кругового очертания разрешается также применение форм поперечных сечений I—IV при проведении дополнительных конструктивных мероприятий (цементация, анкеры, дренаж и т. д.).

**3.12.** Для туннелей глубокого заложения (глубина от поверхности земли более 500 м) при выборе формы их сечения следует учитывать пластическое состояние пород, естественные напряжения в

массиве, стрельяние пород, горные удары, выбросы и другие специфические явления. В глинистых породах независимо от глубины заложения туннеля следует устанавливать возможность проявления пучения.

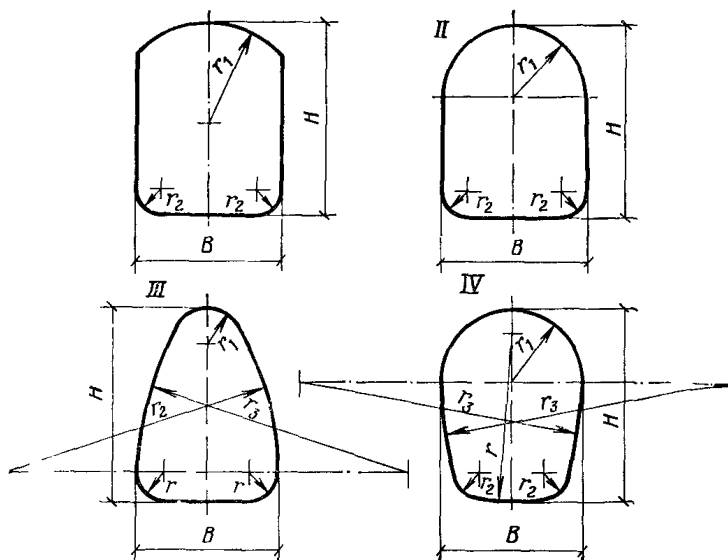


Рис. 3.1. Поперечные сечения безнапорных туннелей в свету

3.13. Помимо условий выбора формы поперечного сечения туннелей, изложенных в пп. 3.10 и 3.12, рекомендуется учитывать следующие соображения:

форма сечения II может быть принята и при условиях, определяющих применение формы сечения I, если необходимо разместить в его подсводовой части сечения эксплуатационное оборудование, трубопроводы, кабели и т. п.;

форма сечения III неудобна при проходке; может быть применена для безнапорных гидротехнических, подходных и транспортных туннелей в породах, имеющих тенденцию к вывалам, и когда вертикальное горное давление значительно превышает боковое.

3.14 (2.10). Соотношения размеров поперечных сечений должны приниматься по табл. 3.1 (1).

3.15 (2.11). В напорных туннелях надлежит принимать поперечное сечение кругового очертания. В устойчивых слаботрещиноватых скальных породах допускается принимать некруговое очертание напорного туннеля для удобства производства работ (формы I, II и IV, рис. 3.1) и если это допустимо по условиям прочности обделки.

3.16 (2.12). Размеры поперечного сечения в свету (диаметр  $D$  или пролет  $B$ ) подводящих и отводящих туннелей гидроэлектростанций должны приниматься: в интервалах от 2 до 6 м — через 0,5 м; от 6 до 15 м — через 1 м

Примечания: 1. В случае, если определенный расчетом размер сечения ( $D$  или  $B$ ) находится между размерами, приве-

денными в настоящем пункте, должен приниматься тот, который обеспечивает лучшие технико-экономические показатели туннеля.

2. Размеры сечения туннелей, сооружаемых с помощью проходческих щитов или комбайнов, назначаемые исходя из габаритов этого оборудования, в отдельных случаях при надлежащем технико-экономическом обосновании могут отличаться от размеров, приведенных в настоящем пункте.

Таблица 3.1 (1)

Форма сечения (по рис. 3.1)	Соотношение размеров сечения				
	$\frac{H}{B}$	$\frac{r_1}{B}$	$\frac{r_2}{B}$	$\frac{r_3}{B}$	$\frac{r_4}{B}$
I	1	0,71	0,1—0,15	—	—
	1,5	0,71	0,1—0,15	—	—
II	1	0,5	0,1—0,15	—	—
	1,5	0,5	0,1—0,15	—	—
III	1	0,25	0,2—0,25	0,98—0,88	—
	1,5	0,25	0,2—0,25	2,58—2,38	—
IV	1	0,5	0,1—0,15	1—1,5	1—1,5
	1,5	0,5	0,1—0,15	2—4	1—1,5

Примечания: 1. Соотношения размеров поперечных сечений при колебаниях уровня воды меньше и больше 0,3  $H$  принимаются соответственно по верхней и нижней строкам таблицы.

2. Для формы сечения III меньшие (большие) значения  $\frac{r_3}{B}$  соответствуют меньшим (большим) значениям  $\frac{r_2}{B}$ .

3. Соотношение  $\frac{H}{B}$  при соответствующем обосновании допускается принимать более 1,5.

3.17. С целью более широкого использования имеющегося унифицированного строительного оборудования (буровых рам, опалубок и др.) рекомендуется принимать размеры поперечного сечения (диаметр  $D$  или пролет  $B$ ), приведенные в п. 3.16 (2.12) для подводных и отводящих туннелей гидроэлектростанций, а также и для туннелей иного назначения (перебросных, транспортных, строительных, кабельных и др.), входящих в состав гидроузлов.

**3.18 (2.13).** Размеры поперечного сечения гидротехнических туннелей в случае переменного гидравлического режима при скоростях воды в туннелях более 10 м/с должны назначаться на основании лабораторных исследований с учетом опыта эксплуатации туннелей-аналогов.

**3.19 (2.14).** Высота воздушного пространства над уровнем воды в безнапорном туннеле при установившемся движении потока со скоростью до 10 м/с должна приниматься не менее 0,07 высоты туннеля в свету, но не менее 40 см.

При скоростях течения воды в туннеле более 10 м/с достаточность указанного воздушного пространства должна быть обоснована данными лабораторных исследований.

**3.20 (2.15).** Минимальные размеры поперечных сечений гидротехнических туннелей в свету должны назначаться по табл. 3.2 (2).

Т а б л и ц а 3.2 (2)

Форма поперечного сечения туннеля	Минимальные размеры поперечных сечений туннелей в свету, м			
	без обделки		с обделкой	
	<i>B</i>	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>H</i>
I—IV (по рис. 3.1) Круглая ( <i>D</i> )	2	2,5	2	2
		2,5		2

Примечания: 1. Минимальные размеры туннеля назначаются с учетом возможности размещения строительного оборудования и коммуникаций и соблюдения требований главы СНиП III-44-77 и «Правил безопасности при строительстве подземных гидротехнических сооружений».

2. Согласно § 61 «Правил безопасности при строительстве подземных гидротехнических сооружений» (М., Недра, 1978), минимальная площадь поперечного сечения в свету должна быть не менее 4 м<sup>2</sup>.

#### 4. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ ТУННЕЛЕЙ

4.1. Основными материалами для конструкций гидротехнических туннелей являются:

бетон (вибрированный, прессованный, литой, предварительно напряженный, торкрет- и набрызгбетон);

сталь (арматурная, листовая, прокатного профиля);

полимерные материалы для покрытий (бетоны, растворы, мастики, краски).

**4.2 (3.1).** Бетон и арматура для бетонных и железобетонных конструкций туннелей (обделки, порталы и т. п.) должны удовлетворять требованиям строительных норм и правил проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

**4.3 (3.2).** Проектные марки бетона по прочности на сжатие для бетонных и железобетонных конструкций туннелей должны назначаться не ниже:



для монолитных М 200;

для сборных М 300.

**Примечание.** Применение бетонов более низких марок, а также бетонов со специальными добавками, улучшающими их свойства, допускается при надлежащем обосновании.

**4.4.** Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его проектным маркам по прочности на сжатие, прочности на осевое растяжение и водонепроницаемости, принимается, как правило, для гидротехнических туннелей 180 дней.

Если известны сроки фактического нагружения туннельных конструкций, способы их возведения, условия твердения бетона, вид и качество применяемого цемента, допускается устанавливать проектную марку бетона в ином возрасте.

**4.5.** Нормативные и расчетные сопротивления, согласно требованиям главы СНиП II-56-77 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений», для наиболее распространенных в подземном строительстве марок бетона принимаются по табл. 4.1.

Таблица 4.1

Проектная марка тяжелого бетона	Вид сопротивления бетона			
	нормативные сопротивления для предельных состояний второй группы, кгс/см <sup>2</sup>		расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы, кгс/см <sup>2</sup>	
	сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}^н$	растяжение осевое $R_p^н$	сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$	растяжение осевое $R_p$

По прочности на сжатие

М 200	115	11,5	90	7,5
М 250	145	13	110	8,8
М 300	170	15	135	10

По прочности на растяжение

Р 15	—	11,7	—	9
Р 20	—	15,6	—	12
Р 25	—	19,5	—	15
Р 30	—	23,5	—	18
Р 35	—	27	—	21

**4.6.** Начальные модули упругости бетона  $E_b$  (согласно СНиП II-56-77) приведены в табл. 4.2 и применяются при расчете обделок по первой группе предельных состояний.

Коэффициент Пуассона бетона  $\nu = 0,15$ , модуль сдвига  $G = 0,4 E_b$ , объемный вес бетона 2400 кг/м<sup>3</sup>, объемный вес железобетона 2500 кг/м<sup>3</sup>.

**4.7.** Цемент для гидротехнического бетона должен удовлетворять требованиям ГОСТ 10178—76.

Для получения составов бетона с умеренным расходом цемента рекомендуется применять цемент, марка (активность) которого в 1,25—2 раза выше требуемой марки бетона.

Таблица 4.2

Марка бетона	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400
$E_b$ , кгс/см <sup>2</sup>	$240 \cdot 10^3$	$265 \cdot 10^3$	$290 \cdot 10^3$	$310 \cdot 10^3$	$330 \cdot 10^3$

Залопнители для гидротехнического бетона должны отвечать требованиям ГОСТ 10268—80 с изменениями, опубликованными в БСТ (1976, № 10).

4.8. Подвижность бетонной смеси назначается в соответствии с принятым способом транспорта и укладки бетонной смеси (бетононасос, пневмобетоноукладчик, транспортер, самотеком по трубам и желобам), а также в зависимости от типа конструкции обделки (тонкие, густоармированные, с металлической облицовкой).

4.9 (3.9). В гидротехнических туннелях облицовки (или покрытия) с повышенной кавитационной стойкостью и стойкостью к истиранию допускается проектировать из бетонов высоких марок со специально подобранным составом, из бетонов на основе полимерных вяжущих (эпоксидных, фурфуроловых смол и др.), а также из листовой стали.

Рекомендации по изготовлению кавитационно-стойкого и износостойкого бетона даны в «Методических рекомендациях по технологии изготовления бетона, подверженного воздействию кавитации, и износостойких облицовок гидротехнических сооружений» (Л., Энергия, 1972).

Кроме того, применяются кавитационно-стойкие покрытия для защиты бетонной обделки туннелей (окрасочные, мастичные, полимеррастворные). Материалы покрытий представляют собой различные композиции из пластифицированной эпоксидной смолы, наполнителей, заполнителей и добавок. Рекомендации по выбору кавитационно-стойких покрытий, типы их и требования к их свойствам приведены в прил. 5 и в «Руководстве по проектированию и устройству антикавитационных защитных полимерных покрытий бетона гидросооружений» (ВНИИГ им. Веденеева, Л., 1979).

В качестве аналогов таких покрытий могут быть рекомендованы туннели Нурекской и Чарвакской ГЭС (см. прил. 6).

Необходимо отметить также высокую кавитационную стойкость латексного бетона.

4.10. При необходимости обеспечения повышенной водонепроницаемости применяется полимерцементный бетон на основе фурановых смол, имеющий в своем составе расширяющийся портландцемент и фурилловый спиртмономер (вводимый при затворении) и латексный бетон, имеющий марки по водонепроницаемости не ниже В10 (см. п. 4.12 и прил. 9). При содержании латексной добавки в количестве 15% веса цемента (по сухому веществу) водонепроницаемость бетона характеризуется значениями В15 — В18 и более. Используются добавки бентонитовой глины I и II сортов (ТУ 39043-74).

4.11. Для бетонирования затрубного пространства, тонких и густоармированных обделок туннелей применяют литые бетоны (осадка конуса 22—24 см), не требующие вибрирования (уплотнения) при укладке.

При приготовлении литого бетона применяются добавки: бентонитовая глина I и II сортов по ТУ 39043-74, кремнегель марки ОЭС-КГ и др. Литой бетон и материалы для его изготовления должны соответствовать требованиям «Руководства по технологии приготовления и применению литого бетона с пластифицирующими добавками и кремнегелем» (Оргэнергострой, М., 1980).

Литой бетон в конструкции должен удовлетворять требованиям, предъявляемым к обычным бетонам.

4.12. Для монолитных трещиностойких обделок туннелей, расположенных в трещиноватых породах ( $f_{кр} \leq 4$ ), а также в породах, подверженных суффозии и выщелачиванию, в случае если водосреда характеризуется гидрокарбонатной щелочностью менее 0,25 мг-экв/л, допускается применение латексного бетона.

Стабилизированный латекс СКС 65-ГП, используемый для приготовления такого бетона, должен удовлетворять техническим условиям ТУ 38-103111-76. Подбор состава латексного бетона осуществляется с учетом технологии производства работ на строительстве конкретного туннеля.

4.13 (3.3). Проектные марки набрызгбетона и торкрета следует назначать по прочности на растяжение, но не ниже Р 25. Величины нормативных и расчетных сопротивлений набрызгбетона и торкрета должны приниматься согласно требованиям п. 2.11 главы СНиП II-56-77 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений».

Модуль упругости набрызгбетона и торкрета для проектных марок Р 25, Р 30, Р 35 должны приниматься равными соответственно  $2,4 \cdot 10^5$ ,  $2,7 \cdot 10^5$  и  $3 \cdot 10^5$  кгс/см<sup>2</sup>.

15 Сцепление набрызгбетона с прочной скальной породой достигает 15 кгс/см<sup>2</sup> и более; водонепроницаемость соответствует марке В 8.

4.14 (3.4). Прочностные и деформативные характеристики монолитно-прессованного бетона должны назначаться по данным экспериментальных исследований.

Показатели прочности и другие характеристики бетона должны соответствовать его марке и современным требованиям обеспеченности, приведенным в главе СНиП II-56-77.

4.15. Перспективным материалом для конструкций туннелей является бетон и раствор на напрягающем цементе (НЦ), обладающем свойством расширения. При этом затвердевший цементный камень (НЦ) при ограничении деформации его расширения получает напряжение собственного обжатия (самонапряжение).

Бетоны и растворы на напрягающем цементе могут быть применены:

в качестве заполнителя пространства между обделкой и породой;

для заделки дефектов в обделке;

для железобетонной анкерной крепи.

4.16. Для арматуры подземных железобетонных конструкций применяют следующие виды арматурных сталей, характеристика которых приведена в табл. 4.3.

Наибольшее применение имеет сталь класса А-III, допускается сталь класса А-II. Сталь класса А-IV применяется только для предварительно напряженных анкеров, а А-I — в качестве монтажной или распределительной арматуры.

В сварных сетках и каркасах применяют также гладкую арматурную проволоку класса В-I диаметром от 3 до 5 мм (по ГОСТ 6727—80).

Таблица 4.3

Стержневая арматура класса	Диаметр, мм	Нормативное сопротивление растяжению, кгс/см <sup>2</sup>	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы, кгс/см <sup>2</sup>			Временное сопротивление разрыву, кгс/см <sup>2</sup>	Относительное удлинение, %
			продольной	поперечной при расчете на действие поперечной силы	сжатой		
A-I	6—40	2400	2100	1700	2100	3800	25
A-II	10—90	3000	2700	2150	2700	5000	19
A-III	6—8	4000	3400	2700	3400	6000	—
	10—40	4000	3600	2900	3600	—	14
A-IV	6—40	6000	5000	4000	4000	9000	6

4.17. Марки стали для стальных конструкций комбинированных обделок должны приниматься по табл. 4.4.

В табл. 4.4 внесены уточнения в сравнении с табл. 4 СН 238-73 в связи с изменениями ГОСТов, и она расширена ввиду освоения производств новых сталей.

Таблица 4.4

Расчетная температура, °С	Класс стали	Марка стали	Толщина листового проката, мм	ГОСТ или ТУ на поставку
$t \geq -40$	С 38/23	ВСтЗГпс5	6—30	ГОСТ 380—71 *
		Сталь 16Д	8—40	ГОСТ 6713—75
	С 44/29	09Г2-12	6—32	ГОСТ 19282—73
		09Г2С-12	21—60	ГОСТ 19282—73
	С 46/33	09Г2С-12	5—20	ГОСТ 19282—73
	С 52/40	14Г2АФ-12	5—50	ГОСТ 19282—73
С 60/45	16Г2АФ-12	5—32	ГОСТ 19282—73	
		ИЗ-6	20—50	ТУ 24-1-11-892-69
	С 70/60	14Х2ГМР	6—50	ТУ 14-1-1156-74
$-40 > t \geq -65$	С 44/29	09Г2С-15	21—60	ГОСТ 19282—73
	С 46/33	09Г2С-15	5—20	ГОСТ 19282—73
	С 52/40	14Г2АФ-15	5—50	ГОСТ 19282—73
	С 60/45	16Г2АФ-15	5—32	ГОСТ 19282—73
		ИЗ-6	20—50	ТУ 24-1-11-892-69

Примечания. 1. Цифры в индексе класса обозначают: числитель — минимальное значение временного сопротивления на разрыв по ГОСТ или ТУ (в кгс/мм<sup>2</sup>), знаменатель — минимальное значение предела текучести по ГОСТ или ТУ (в кгс/мм<sup>2</sup>).

2. Стали других классов и марок допускается применять при надлежащем технико-экономическом обосновании.

Таблица 4.5

Вид напряженного состояния и характер нагрузки	Обозначение	Расчетные сопротивления, кгс/см <sup>2</sup> , стали классов					
		С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60
Растяжение при внутреннем давлении	$R_p$	2600	3000	3100	3400	3800	4400
Сжатие, изгиб и растяжение при наружном давлении	$R$	2100	2600	2900	3400	3800	4400

Примечание. При заменах материалов или сортамента в процессе изготовления стальных оболочек разрешается руководствоваться следующим правилом. Если в результате поштучного испытания проката классов С 38/23 и С 44/29 установлено, что его предел текучести  $\sigma_T$  выше, чем соответствующее минимальное значение  $\sigma_T^H$  по ГОСТу или ТУ, то расчетное сопротивление  $R$  может быть увеличено в отношении  $\sigma_T/\sigma_T^H$ , но не более  $0,7 \sigma_B/\sigma_T^H$  ( $\sigma_B$  — минимальное значение временного сопротивления разрыву по результатам испытаний).

4.18. Расчетные сопротивления прокатной стали должны приниматься по табл. 4.5, расчетные сопротивления сварных соединений в конструкциях — по табл. 4.6 при толщине, не превышающей указанной в табл. 4.4.

Другие основные показатели листовой стали, принимаемые в расчете, составляют: модуль упругости  $E = 2,1 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>; коэффициент Пуассона  $\nu = 0,3$ ; коэффициент линейного расширения  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$  1/°С; объемный вес 7850 кгс/м<sup>3</sup>.

4.19. Для металлической арочной крепи используется прокат из углеродистой стали по ГОСТ 380—71, расчетные сопротивления которого приведены в табл. 4.5.

Для изготовления арочной крепи используется в основном двутавровый прокатный профиль. Как показывают подсчеты и опыт крепления горнорудных выработок, для арочной крепи весьма эффективным оказывается применение специальных широкополочных двутавров, изготовленных из низколегированных сталей. Использование таких двутавров позволяет повысить устойчивость крепи и снизить ее металлоемкость.

Таблица 4.6 (6)

Вид сварных соединений	Вид напряженного состояния и характер нагрузки	Обозначения	Расчетные сопротивления, кгс/см <sup>2</sup> сварных соединений в конструкциях из стали классов		
			С 38/23	С 44/29	С 46/33
Стыковые швы (I и II категории)	Сжатие, растяжение и изгиб при проверке физическими методами контроля	$R^{св}$	2100	2600	2900

Вид сварных соединений	Вид напряженного состояния и характер нагрузки	Обозначения	Расчетные сопротивления, кгс/см <sup>2</sup> , сварных соединений в конструкциях из стали классов		
			С 38/23	С 44/29	С 46/33
Стыковые швы (I и II категории на оболочке)	Растяжение при внутреннем давлении при проверке физическими методами контроля	$R_p^{св}$	2600	3000	3100
Стыковые швы (III категории)	Сжатие	$R_c^{св}$	2100	2600	2900
Угловые швы	Изгиб и растяжение	$R^{св}$	1800	2200	2500
	Срез	$R_y^{св}$	1500	1800	2000

Примечания: 1. Расчетные сопротивления стыковых соединений установлены для швов, выполненных двусторонней сваркой или односторонней с подваркой корня шва или на остающейся подкладке.

2. К сварным соединениям I категории относятся все продольные стыковые соединения оболочки прямых участков, все соединения оболочки фасонных элементов и стыковые соединения колец жесткости. К сварным соединениям II категории относятся все поперечные стыковые соединения оболочки прямых участков.

3. Швы с полным проваром в угловых и тавровых соединениях рассчитываются как стыковые соединения.

4. I, II и III категории контроля качества сварных соединений приведены в главе СНиП III-18-75 «Металлические конструкции».

5. Для сталей других классов  $R^{св}$  и  $R_p^{св}$  принимаются равными 1,0 или 0,85 соответственно от  $R$  и  $R_p$  основного металла.

## 5. ТУННЕЛИ БЕЗ ОБДЕЛКИ

5.1. Применение в надлежащих условиях туннелей без обделки позволяет на 20—30% снизить стоимость и на 10—15% сократить сроки их строительства по сравнению с сооружением в тех же условиях, равных по пропускной способности туннелей с обделками.

Отдельные примеры строительства и эксплуатации гидротехнических туннелей без обделки приведены в табл. 5.1, а примеры в зарубежной практике — в прил. 7.

5.2 (4.1). Безнапорные туннели, проходящие в слаботрециноватых скальных породах при скорости течения воды не более 10 м/с, должны проектироваться без обделки. Для улучшения гидравлического режима и условий ревизии туннелей без обделки целесообразно в отдельных случаях проектировать плоский лоток бетонным.

При скорости воды более 10 м/с проектирование безнапорных туннелей без обделки должно быть обосновано данными лабораторных исследований.

Исследования, проведенные НИСом Гидропроекта для различных условий, показали, что при скоростях течения воды от 10 до

Таблица 5.1

Название ГЭС	Назначение туннелей	Площадь поперечного сечения, м <sup>2</sup>	Длина туннеля, м	Временная крепь	Лоток	Породы, в которых пройдены туннели
Борисоглебская	Подводящий	145	750	Анкерная	Бетонный	Гранитогнейсы, сиениты $f_{кр} = 10 \div 15$
	Отводящий	105	I — 120 II — 140	»	»	То же
Верхне-Тулумская	»	290	535	»	»	Гранитогнейсы $f_{кр} =$ $= 14 \div 15$
Хантайская	Строительный	92,5	302	»	»	Долериты $f_{кр} = 12 \div 14$
Атбашинская	»	53	380	»	»	Доломитизированные брекчевидные известняки

15 м/с оставление туннелей без обделки может быть обосновано лишь кавитационными расчетами.

5.3 (4.2). Напорные туннели, проходящие в указанных в п. 5.2 (4.1) условиях, допускается проектировать без обделки при значении глубины заложения туннелей не менее половины величины внутреннего напора воды в метрах.

В случае расположения необлицованного туннеля на сравнительно малой глубине при большом напоре воды и недостаточной прочности породы на растяжение может произойти прорыв воды из туннеля по трещинам, образующимся в породе при эксплуатации туннеля от действия внутреннего давления воды.

5.4 (4.3). Безнапорные и напорные туннели, проходящие в вечномерзлых скальных породах, не теряющих устойчивости при изменении температурного режима, допускается проектировать без обделки с учетом требований пп. 5.2 (4.1) и 5.3 (4.2).

5.5. Решение о проектировании туннеля без обделки должно приниматься после тщательных инженерно-геологических изысканий и исследований. Породы, в которых располагается туннель без обделки, должны не поддаваться выветриванию, быть не размываемыми, не увеличиваться в объеме при увлажнении, не вступать в химическую реакцию с газами, выделяющимися при взрывных работах или при работе двигателей внутреннего сгорания.

5.6. Отдельные участки на трассе туннеля, оставляемого без обделки, опасные по вывалам породы (тектонические зоны, границы различных геологических пачек, особо неблагоприятное расположение систем трещин и др.), должны быть надежно закреплены монолитным бетоном или железобетоном.

5.7 (4.4). Начальный и конечной участки необлицованного безнапорного туннеля должны проектироваться с обделкой на длине, равной пролету выработки, но не менее 6 м, а для напорного туннеля эти участки должны быть облицованы в соответствии с требованиями п. 5.3 (4.2).

5.8. При проектировании туннелей без обделки большое значение имеет шероховатость поверхности скальной породы по периметру выработки, влияющая на пропускную способность и размеры туннеля. Шероховатость скальной породы в решающей степени зависит от способа производства работ по проходке туннеля, а также от характера трещиноватости породы в массиве. Коэффициенты шероховатости поверхности туннеля приведены в табл. 5.2.

5.9 (4.5). Проектами на строительство туннелей без обделки должно предусматриваться гладкое взрывание породы для уменьшения шероховатости поверхности туннеля.

5.10. Способ производства работ оказывает также большое влияние и на степень нарушения пород вокруг выработки, т. е. на глубину нарушенной зоны, а следовательно, и на параметры временной крепи (железобетонных анкеров, набрызгбетона).

Если принять, что при применении обычного взрывания с использованием аммонита № 6ЖВ глубина нарушенной зоны породы вокруг туннеля равна 1 м, то при применении контурного взрывания она равна 0,7 м. При комбайновом способе проходки она уменьшается до 0,5—0,4 м. В это же время при применении мощного взрывчатого вещества скального аммонита № 1 эта глубина возрастает до 1,4 м.

5.11. Устройство бетонного или железобетонного лотка обеспечивает улучшение гидравлического режима туннеля и снижение шероховатости. Кроме того, такой лоток улучшает организацию транспор-



Таблица 5.2

Характер обработки поверхности	Коэффициенты шероховатости поверхности туннеля		
	при обычном взрывании	при контурном взрывании	при комбайновой проходке
Без покрытия	0,035—0,04	0,025—0,03	0,015—0,017
С покрытием набрызгбетоном	0,023	0,02	—
С покрытием выравнивающим слоем без заполнителя	—	0,017	—
То же, с затиркой выравнивающего слоя	—	0,015	—

Примечание. При наличии переменной шероховатости по периметру туннеля в гидравлические расчеты вводится средний по смоченному периметру коэффициент шероховатости.

та в туннеле в процессе его строительства, а также облегчает условия ревизии туннеля при его опорожнении.

5.12. Для снижения шероховатости поверхности скальной породы в туннелях без обделки и одновременного уменьшения фильтрационных потерь воды из туннеля (даже при значительной трещиноватости), а также для предотвращения вымывания заполнителя трещин допускается кроме набрызгбетона нанесение на скальную поверхность покрытий эпоксидным полимерраствором или полимермастикой с поверхностным эпоксидным окрасочным слоем мастики или раствора.

5.13. Вопросы оценки устойчивости породы в туннелях без обделки рассмотрены в гл. 6 II части настоящего Руководства.

## 6. ВРЕМЕННАЯ КРЕПЬ ТУННЕЛЕЙ

6.1. Для обеспечения безопасного состояния горных выработок при проходке их в недостаточно устойчивых породах устанавливается временная крепь, назначением которой является предотвращение развития горного давления, отслоения и падения в выработку потенциально неустойчивых блоков породы.

6.2. Временные крепи можно подразделить по их работе на поддерживающие и упрочняющие массивы горных пород.

К первому виду следует отнести все виды рамно-арочных крепей, в том числе и податливые.

К второму типу относятся анкерное (штанговое) крепление и крепление из набрызгбетона.

По использованию основного материала временная крепь подразделяется на деревянную, металлическую, бетонную, железобетонную и смешанную.

Деревянные крепи применяют в особых случаях в выработках, проходимых по частям сечения в сложных инженерно-геологических условиях.

Применение металлической арочной (рамной) крепи связано со значительными расходами проката. Эту крепь следует устанавливать только при проходке выработок в неустойчивых породах ниже средней крепости с обязательным обоснованием ее применения в проекте.

Временные бетонные и железобетонные (монолитные и сборные) крепи в гидротехническом строительстве применяются редко из-за их дороговизны.

При строительстве подземных гидротехнических сооружений рекомендуется, как правило, применение прогрессивных облегченных видов временной крепи — анкерной и набрызгбетонной крепи, упрочняющей массив горных пород.

6.3. При выборе типа временной крепи следует руководствоваться современной тенденцией в этом направлении, по которой временная крепь в целях экономии времени и средств должна служить составной частью или отдельным элементом постоянной обделки.

К временным крепям, удовлетворяющим этому условию, относятся анкерная, набрызгбетонная и металлическая арочная. В последние годы за рубежом широко применяют тонкостенную бетонную крепь с листовой арматурой из перфорированных щитов.

6.4 (5.1). При проектировании гидротехнических туннелей применяются следующие крепи: анкерная, арочная (рамная), из набрызгбетона или их сочетания.

Анкерную крепь и крепь из набрызгбетона допускается применять совместно с металлической сеткой.

6.5 (5.2). Анкерная крепь в сочетании с покрытием из набрызгбетона или без него применяется в породах с  $f_{кр} \geq 4$ . Применение этих видов крепи в более слабых породах должно быть обосновано натурными исследованиями.

Крепь из набрызгбетона (временную) целесообразно применять в породах с  $f_{кр} \geq 6$  при величине сцепления набрызгбетона с породой не менее 5 кгс/см<sup>2</sup>.

Арочная крепь применяется в породах с  $f_{кр} < 4$ .

6.6. В отдельных случаях при обосновании в проекте специальными исследованиями крепь из набрызгбетона в сочетании с анкерной крепью и металлической сеткой может применяться в более слабых породах, например в плотных глинах, для предупреждения возможного пучения их.

6.7. Из многочисленных конструкций анкерной крепи в подземных гидротехнических сооружениях наибольшее распространение получила крепь из железобетонных анкеров (рис. 6.1).

Железобетонные анкера выполняются из арматурной стали, а скважина заполняется цементно-песчаным раствором. Они обеспечивают высокую прочность закрепления, хорошо воспринимают сдвигающие и растягивающие нагрузки, просты в изготовлении и дешевые. В качестве арматуры в этих анкерах чаще всего применяется сталь периодического профиля диаметром 16—24 мм; в качестве заполнителя — раствор в виде мелкозернистой песчаной бетонной смеси, приготовленной на порландцементе марки М 300 — М 400. В условиях, когда необходимо включение в работу анкеров временной крепи сразу после их установки, используют различного типа глиноземистые цементы. Такие растворы позволяют получить прочность закрепления анкера, достаточную для восприятия нагрузки 6—8 тс через 4—6 ч. Несущая способность железобетонных анкеров в зависимости от их диаметра и длины достигает 10—18 тс.

В обводненных породах целесообразно применение армополимерной анкерной крепи. В этой конструкции цементно-песчаный раствор заменяется различными быстротвердеющими смолами.

6.8. Расстояние между анкерами в продольном и поперечном направлениях для сводчатой части выработки принимается наименьшим (но не менее 1 м), определенным по условиям:

образования породного свода;  
устойчивости породы между анкерами;  
прочности закрепления анкера.

6.9 (5.6). Необходимость применения анкерной крепи для стен выработок должна быть обоснована с учетом конкретных инженерно-геологических условий и напряженного состояния массива горных пород.

6.10. Анкеры независимо от их типов в соответствии с п. 6.4 (5.1) применяют в сочетании с металлической сеткой (рис. 6.2). Сетка из проволоки диаметром 2—6 мм с ячейками от  $30 \times 30$  до  $100 \times 100$  мм навешивается между анкерами и предохраняет выработку от падения в нее отдельных кусков породы. Вместо металлической сетки в практике Всесоюзного объединения Гидроспецстрой применяются подхваты из прокатного металла или по анкерным опорам пропу-

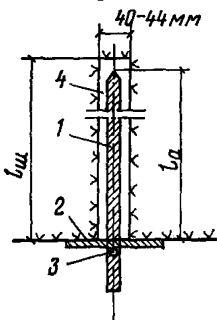


Рис. 6.1. Железобетонный анкер:

1 — арматура периодического профиля, 2 — опорная плитка; 3 — шпиль; 4 — цементный раствор

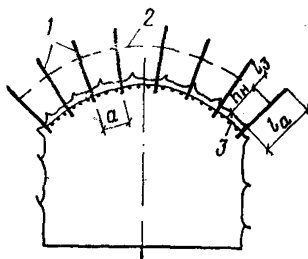


Рис. 6.2. Схема анкерной крепи кровли выработки:

1 — анкеры; 2 — граница нарушенной зоны; 3 — металлическая сетка

скается гибкая арматура диаметром 8 мм и более, которая сваривается или связывается в точках пересечения (рис. 6.3). Подобное крепление было применено, в частности, на строительстве туннеля Курпсайской ГЭС с сильнотрещиноватых тонкослоистых породах с  $f_{кр} = 3$ .

6.11. Набрызгбетонная крепь является универсальной конструкцией, применяющейся самостоятельно или в сочетании с анкерами и сеткой в качестве временной крепи и постоянной обделки туннелей, различных горных выработок и их сопряжений.

В процессе создания набрызгбетонной крепи частицы цемента с мелкими фракциями песка забиваются в пустоты и трещины породной поверхности, восстанавливая нарушенный приконтурный слой пород, который работает в единой системе с набрызгбетонным покрытием, образуя конструкцию с высокой несущей способностью.

Набрызгбетонное покрытие, нанесенное даже тонким слоем, предохраняет также горные породы от разрушения внешними агентами. Без такого покрытия прочность многих пород в выработке с течением времени за счет выветривания падает до 60—70% начальной.

В практике подземного строительства широко используются несколько видов крепи из набрызгбетона как в самостоятельном виде, так и в комбинации с другими крепями.

6.12. Крепь из набрызгбетона имеет толщину от нескольких сантиметров на выступах до 25 см во впадинах породной поверхности выработки (рис. 6.4).

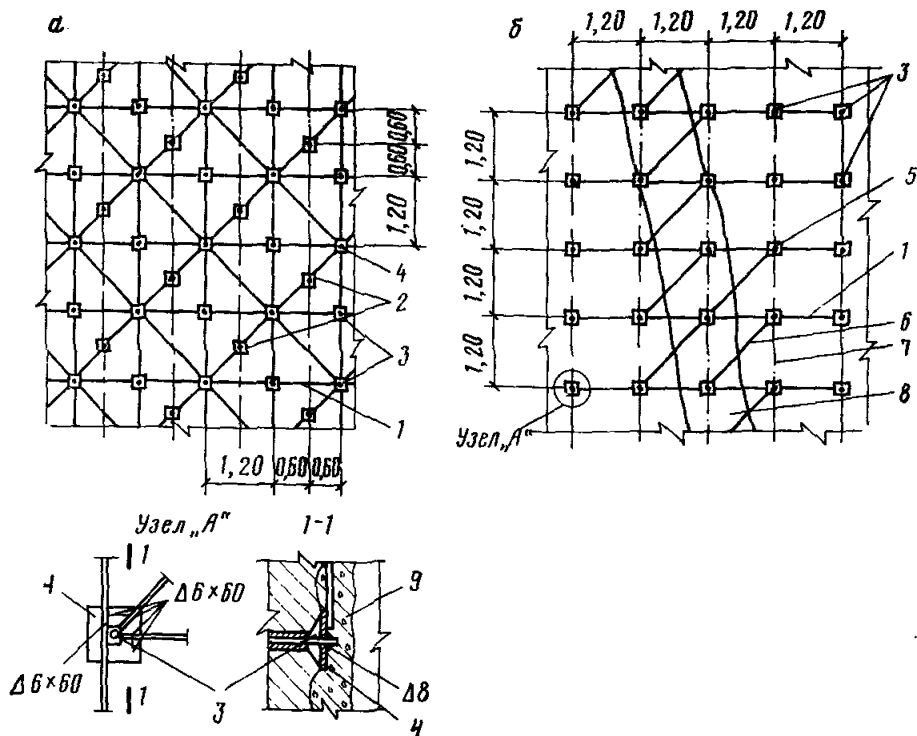


Рис. 6.3. Конструкция временной анкерной крепи в породе с  $f_{кр}=3$  (туннель Курсайской ГЭС):

*a* — фрагмент обделки свода на участке слабых пород от ПК 0+41 до ПК 0+50; *b* — конструкция опорного кольца крепи на участке пересечения пласта слабой породы; 1 — стержни  $\varnothing 12A-I$ , 2 — дополнительные железобетонные анкеры  $\varnothing 22A-II$ ,  $l=2$  м; 3 — железобетонные анкеры  $\varnothing 22A-II$ ,  $l=2,50$  м; 4, 5 — опорные плитки  $0,2 \times 0,2 \times 0,01$ ; 6 — диагональный стержень  $\varnothing 12A-II$ ; 7 — поперечный стержень  $\varnothing 12A-II$ ; 8 — пласт аргиллита толщиной 3,50—10 м; 9 — контур набрызгбетона толщиной 0,1 м.

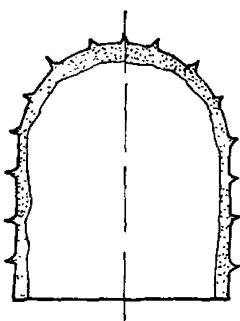


Рис. 6.4. Временная крепь из набрызгбетона

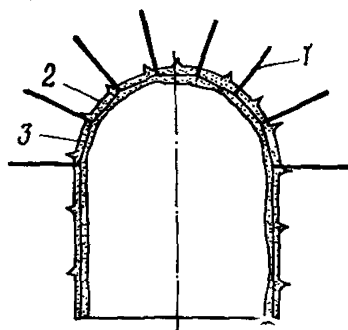
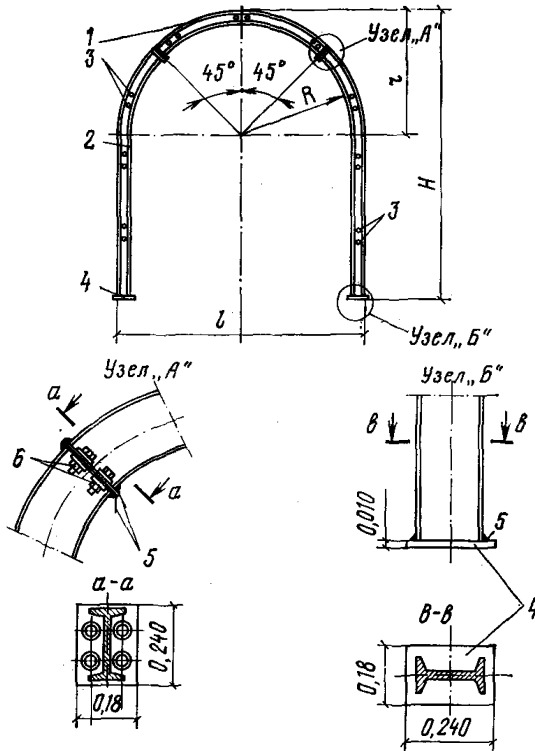


Рис. 6.5. Комбинированная временная крепь из анкеров (1), металлической сетки (2), набрызгбетона (3)

Увеличивая толщину набрызгбетонного покрытия, можно повышать его несущую способность. При полном контакте с породным контуром и качественном выполнении работ набрызгбетонная крепь одинаковой толщины с эквивалентной бетонной, возводимой в опалубке, имеет большую несущую способность. На практике применяются набрызгбетонные крепи средней толщины от 5 до 10 см.

6.13. В качестве несущей конструкции набрызгбетонное покрытие применяют в основном в сочетании с другими видами крепи, создавая тем самым комбинированные крепи.



**Рис. 6.6. Пример металлической арки (рамы):**

1 — верхняя часть арки; 2 — стойки; 3 — металлические тяжи; 4 — опорная плита; 5 — сварной шов; 6 — болты, гайки, шайбы

В зависимости от конкретных инженерно-геологических условий параметры комбинированной крепи из набрызгбетона и анкеров (рис. 6.5) можно изменять в широких пределах за счет усиления анкерного крепления, повышения толщины набрызгбетонного покрытия, укрепления породы цементацией, применения металлических сеток и др.

В сочетании с арочной крепью набрызгбетон используется в качестве материала покрытия, заполняющего пространство между арками взамен затяжки, что обеспечивает также устойчивость арок крепи.

6.14. Арочная крепь представляет собой пространственную систему арок из прокатных профилей (двутавров, швеллеров, специальных профилей) или армокаркасов, соединенных между собой вдоль туннеля стяжками и распорками (рис. 6.6, 6.7). Между рамами и породой устанавливается затяжка, которая расклинивается в породе. Рекомендуется применение железобетонной затяжки. В напорных туннелях оставление деревянной затяжки за рамным креплением не допускается.

Для обеспечения жесткости и устойчивости поддерживающего крепления (рамно-арочного), особенно на участках тектонических нарушений, рекомендуется обетонирование стоек от пят арок на высоту 1—1,5 м.

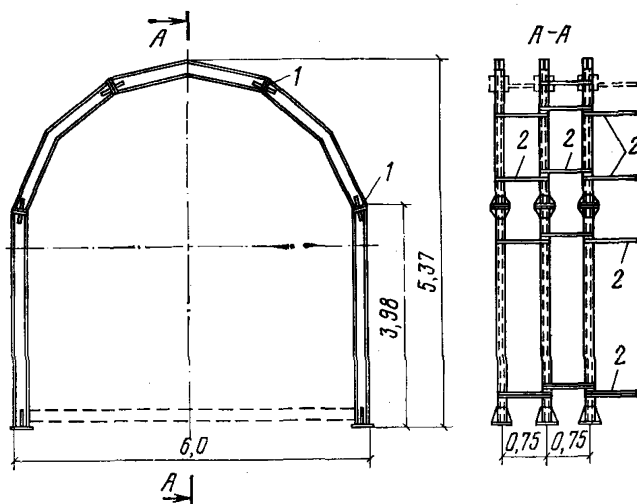


Рис. 6.7. Пример металлической арки (рамы):

1 — монтажные стыки; 2 — стальные распорки

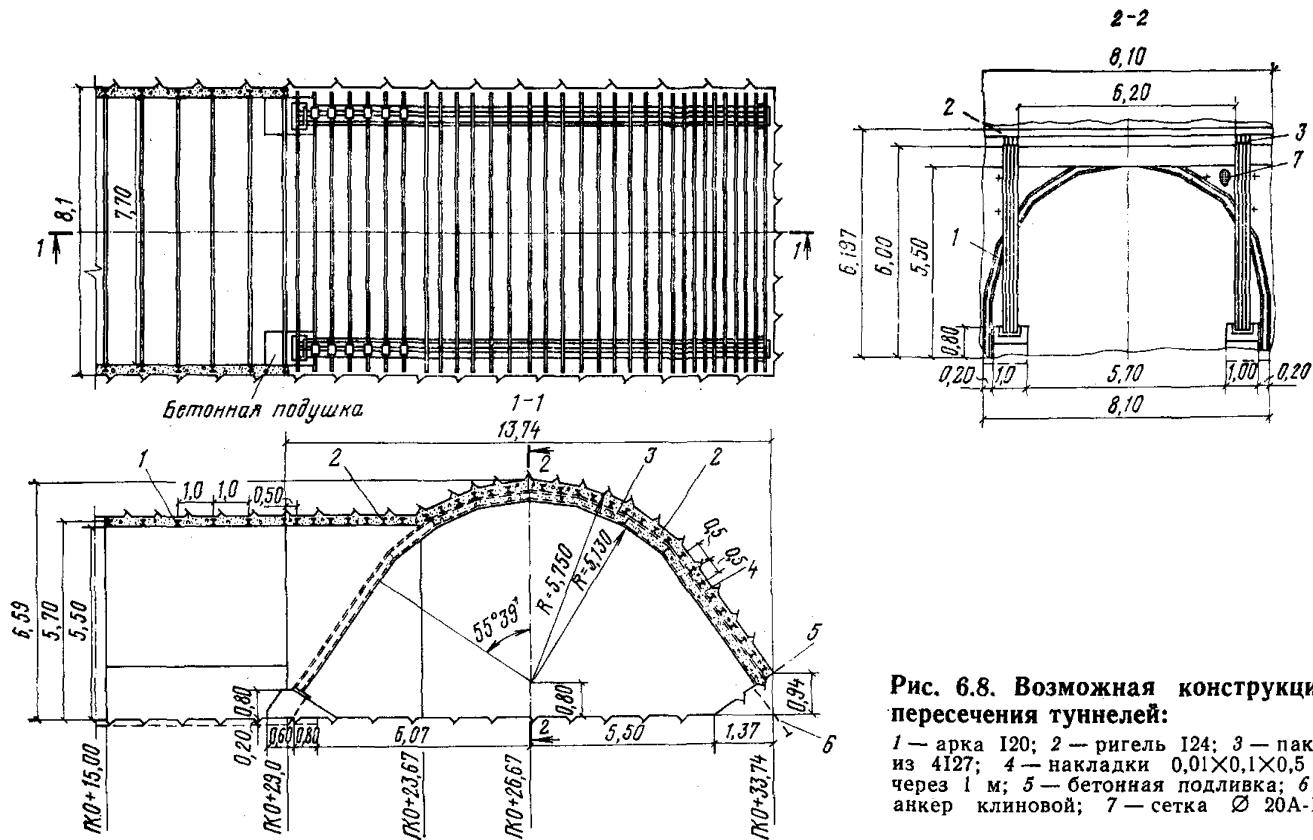
6.15. В качестве временного крепления в породах с  $f_{кр}$  менее 2 и особенно в зонах тектонических нарушений может быть рекомендована защитная крепь из бетона, выполненная вслед за проходкой при помощи щита опалубки.

6.16. Все пересечения и сопряжения выработок должны быть закреплены, такую временную крепь выполняют по индивидуальным проектам (рис. 6.8).

Это положение относится также и к участкам выработок, входящим по зонам тектонических нарушений.

6.17. На строительстве гидротехнических туннелей временное крепление выработок производится в соответствии с утвержденным проектом и паспортом крепления. Последний составляется согласно «Инструкции по составлению паспортов крепления горных выработок», приведенной в «Правилах безопасности при строительстве подземных гидротехнических сооружений» (М., Недра, 1978) и утверждается начальником или главным инженером специального строительного управления.

6.18. Методики расчетов анкерной, набрызгбетонной и арочной крепей приведены в гл. 6 II части настоящего Руководства.



**Рис. 6.8. Возможная конструкция пересечения туннелей:**

1 — арка I20; 2 — ригель I24; 3 — пакет из 4I27; 4 — накладки 0,01×0,1×0,5 м через 1 м; 5 — бетонная подливка; 6 — анкер клиновой; 7 — сетка Ø 20А-11

## 7. ОБДЕЛКИ ТУННЕЛЕЙ

7.1 (6.1). Обделки гидротехнических туннелей подразделяются на выравнивающие (ненесущие) и несущие.

Выравнивающие обделки должны обеспечивать улучшение гидравлических характеристик туннелей, снижение фильтрационных потерь воды из туннеля, а также предотвращение выветривания породы.

Несущие обделки должны предназначаться для восприятия нагрузок в строительный и эксплуатационный периоды, а также удовлетворять требованиям, предъявляемым к выравнивающим обделкам.

7.2 (6.2). Выравнивающие обделки должны предусматриваться:

в трещиноватых сильновыветривающихся породах, не оказывающих горного давления;

для создания гладкой внутренней поверхности туннеля, проходящего в слаботрещиноватых устойчивых породах.

Выравнивающие обделки должны проектироваться из монолитного бетона или набрызгбетона и предусматриваться в пределах смоченного периметра.

Обделки из набрызгбетона без выравнивания и заглаживания их поверхности должны применяться при скоростях воды в туннеле не более 10 м/с; при больших скоростях их применение должно быть обосновано данными лабораторных исследований.

При применении выравнивающих обделок в напорных туннелях необходимо соблюдать требования п. 5.3 (4.2).

7.3 (6.3). Виды несущих обделок напорных и безнапорных туннелей приведены в табл. 7.1 (10).

7.4 (6.4). Несущие обделки туннелей допускается проектировать трещиностойкими или нетрещиностойкими с допускаемым раскрытием трещин.

Трещиностойкие обделки должны предусматриваться при расположении туннелей в породах, подверженных суффозии, выщелачиванию, а также в случае, если вода-среда характеризуется гидрокарбонатной щелочностью менее 0,25 мг-экв/л.

Нетрещиностойкие обделки (бетонные и железобетонные) должны проектироваться во всех случаях, когда величина фильтрационной утечки воды из туннеля не вызывает снижения долговечности обделки и устойчивости горного массива, а также допустима по энергоэкономическим условиям. Обделки безнапорных туннелей следует проектировать, как правило, нетрещиностойкими.

7.5. При проектировании рекомендуется учитывать, что нетрещиностойкие обделки получаются существенно тоньше трещиностойких, потому что к бетонному сечению не предъявляется иных требований, кроме технологических. Это приводит к более полному использованию несущей способности горного массива, т. е. к передаче на него большей части усилий и уменьшению усилий, воспринимаемых обделкой. Переход к нетрещиностойким обделкам сокращает объемы бетонных работ и скальной выломки. При надлежащем проектировании конструкции обделки надежно обеспечивается малая фильтрация через мелкие трещины, которые кольматируются в условиях эксплуатации туннеля.



Таблица 7.1 (10)

Виды несущих обделок туннелей	Типы туннелей	
	напорные	безнапорные
Бетонные	Монолитные Монолитные с укрепительной цементацией Из набрызгбетона Из прессованного бетона	Монолитные Из набрызгбетона Из прессованного бетона
Железобетонные	Монолитные Монолитные с укрепительной цементацией Из армированного набрызгбетона	Монолитные Из армированного набрызгбетона Сборные из цельнозамкнутых колец или отдельных блоков
Комбинированные (двухслойные)	С наружным монолитным бетонным кольцом и внутренней стальной оболочкой С наружным монолитным железобетонным кольцом и внутренней стальной оболочкой С наружным монолитным бетонным кольцом или сборной железобетонной обделкой и внутренней железоторкретной оболочкой	— — —

Примечание. Применение других видов обделок, не приведенных в таблице, допускаются при надлежащем технико-экономическом обосновании.

7.6 (6.5). Толщина бетонной или железобетонной обделки напорного туннеля  $h_{об}$  должна быть, как правило, не более  $0,2 r_{в}$ , где  $r_{в}$  — внутренний радиус туннеля. В случае, если по условию трещиностойкости  $h_{об} > 0,2 r_{в}$ , целесообразно применение обделок из материалов с меньшим значением модуля упругости, чем у тяжелых бетонов, или улучшение деформативных характеристик породы путем укрепительной цементации в зависимости от результатов технико-экономического сравнения вариантов.

Толщину монолитных обделок рекомендуется назначать в пределах  $(0,1—0,15) r_{в}$ .

7.7 (6.6). Бетонные монолитные трещиностойкие обделки в напорных туннелях должны применяться в породах с  $f_{кр} \geq 4$ . Нетрещиностойкие обделки из монолитного бетона надлежит применять в однородных слаботрешиноватых породах той же крепости, а также в сильнотрешиноватых породах при условии проведения укрепительной цементации.

В напорных туннелях нетрещиностойкие обделки из обычного монолитного бетона можно применять лишь в однородных слаботрешиноватых породах, так как в неоднородных, блочных породах равномерного трещинообразования ожидать нельзя.

7.8. Характерные конструкции монолитных бетонных обделок безнапорных туннелей показаны на рис. 7.1. Обделки типов *a* и *б* применяются в породах средней крепости и крепких ( $f_{кр} \geq 4$ ). Требования трещиностойкости к ним, как правило, не предъявляются.

7.9. При проектировании монолитных нетрещиностойких бетонных обделок напорных туннелей, расположенных в трещиноватых или неоднородных (слоистых, блочных) скальных породах средней крепости и крепких, для увеличения водонепроницаемости, повышения деформативных характеристик пород, окружающих туннель, и уменьшения их анизотропии должна быть предусмотрена укрепительная цементация.

Примером обделки рассматриваемого типа может служить обделка эксплуатируемого уникального напорного деривационного туннеля Ингури-ГЭС (рис. 7.2) (прил. 8).

Другими аналогами обделок с укрепительной цементацией породы являются конструкции отдельных напорных туннелей на Нурекской, Чарвакской и других ГЭС, а также туннелей ГЭС Рейзах (давление воды 24 кгс/см<sup>2</sup>), ГЭС Вейнберг (давление 15 кгс/см<sup>2</sup>) в ФРГ, ГЭС Розелен-Бати (давление 16 кгс/см<sup>2</sup>) во Франции, ГЭС Рама (давление 10 кгс/см<sup>2</sup>) в Югославии.

Тонкостенная бетонная обделка с укрепительной цементацией породы, как показал опыт строительства туннеля Ингури-ГЭС, должна возводиться при условии контурного взрывания, особо высокого качества бетонных и цементационных работ и при коротких промежутках времени между проходкой туннеля, укладкой бетона и цементацией (во избежание развития процессов выветривания породы). Выбор этого типа обделки дол-

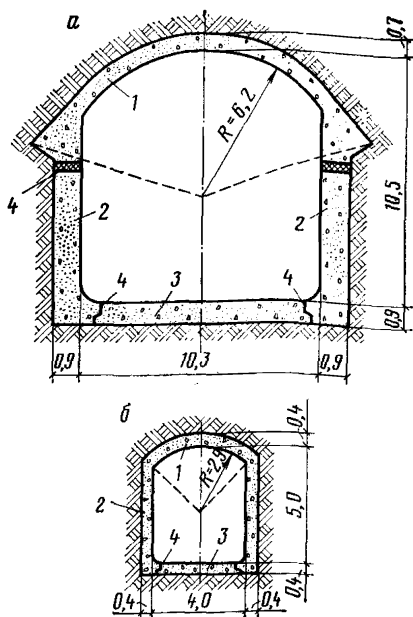


Рис. 7.1. Примеры монолитных бетонных обделок:

*a* — туннелей больших сечений (возводятся в три этапа); *б* — туннелей малых сечений (возводятся в два этапа); 1 — свод; 2 — стены; 3 — лоток; 4 — строительные швы

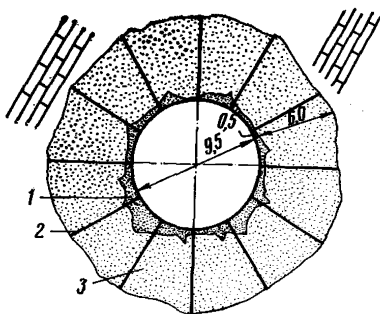
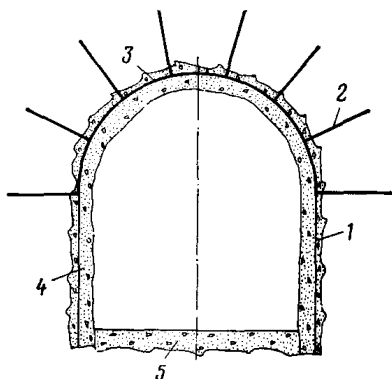


Рис. 7.2. Пример обделки напорного туннеля с укрепительной цементацией окружающей породы:

1 — бетонная облицовка; 2 — цементационные скважины; 3 — зацементированная порода

жен быть обоснован доказательством фактически достигаемого укрепления трещиноватых горных пород и повышением их противодиффузионных свойств. Обделку целесообразно конструктивно армировать.

7.10. Для напорных туннелей круговых очертаний в трещиноватых скальных породах при отсутствии сильносжимаемых пластичных пород, целесообразно создание предварительно напряженных обделок путем обжигания последних, а также окружающей их породы цементным раствором под максимально высоким для данных условий давлением. Возникающие при этом в обделке и окружающей породе сжимающие напряжения достаточны в ряде случаев для обеспечения трещиностойкости таких конструкций (например, ГЭС Рама в Югославии).



**Рис. 7.3. Пример комбинированной обделки туннеля из набрызгбетона и железобетонных анкеров:**

1 — набрызгбетон толщиной 5—7 см по породе; 2 — железобетонный анкер; 3 — металлическая сетка; 4 — основной слой набрызгбетона толщиной 10—15 см; 5 — бетонный лоток

Обязательным условием создания таких конструкций является применение групповой цементации всех скважин по периметру на заданном участке туннеля. При этом необходимо проведение исследований в опытных выработках с целью выбора оптимальных параметров нагнетания и составов инъекционных растворов, а также с целью оценки эффективности такой цементации.

7.11. Монолитно-прессованные бетонные обделки возводятся при механизированном щитовом методе проходки туннеля. Они могут быть рекомендованы для гидротехнических туннелей кругового очертания: безнапорных туннелей в мягких породах и напорных туннелей с небольшими напорами, проходящих в породах средней крепости. В настоящее время применяется прессование бетонной смеси в продольном направлении. Перспективным является метод радиального прессования, поскольку при радиальном прессовании обеспечивается более равномерная передача давления на бетон (см. также п. 4.14).

В СССР выпускаются проходческие щитовые комплексы (ТЩБ-3, ТЩБ-7 и др.), которыми сооружались туннели метрополитенов в Москве и Ленинграде, туннели Большого Ставропольского канала на р. Алгети, отводящий туннель Жинвали-ГЭС, коллекторные туннели и др.

7.12 (6.7). Обделки из набрызгбетона должны предусматриваться при инженерно-геологических условиях, указанных в п. 6.2. При этом величина сцепления набрызгбетона с породой должна быть не менее  $50 \text{ тс/м}^2$  и не менее двойного напора подземных вод, воспринимаемого обделкой,  $\text{тс/м}^2$ .

7.13 (6.9). Обделки из армированного набрызгбетона в сочетании с железобетонными анкерами допускается предусматривать для туннелей, проектируемых в слаботрещиноватых или слоистых скальных породах.

7.14. Конструкция отделки туннелей из набрызгбетона представляет собой покрытие по породе толщиной 7—10 см. Обычно набрызгбетон применяют в сочетании с анкерной крепью.

В нарушенных породах отделка толщиной 15—20 см осуществляется по металлической сетке. Сетку устанавливают на анкерах по первичному покрытию из набрызгбетона толщиной 5—7 см, выполненному по породе, расчищенной до здоровой скалы и промытой. После установки сетки повторным нанесением общую толщину отделки доводят до 15—20 см (рис. 7.3).

Сетка принимается из арматуры периодического профиля диаметром не более 14 мм из-за возможности образования за стержнями пустот. Расстояние между стержнями назначается не менее 10 см.

Сопряжение стен из набрызгбетона с бетонным лотком, а также сопряжение свода и стен из набрызгбетона с участками отделки из бетона и железобетона должно быть плавным и выполняться из набрызгбетона с уклоном 1 : 3.

7.15. Главными достоинствами отделок из набрызгбетона является их высокая несущая способность, сочетание в одной конструкции как временной, так и постоянной крепи, исключение заполнительной цементации, а также возможность ускоренного возведения за счет обеспечения механизации и частичной автоматизации процесса нанесения набрызгбетона.

Технико-экономический анализ показывает, что сооружение отделки из набрызгбетона обходится примерно в 2 раза дешевле, чем монолитной бетонной, трудоемкость работ сокращается также в 2 раза.

Примеры применения в гидротехнических туннелях отделок из набрызгбетона приведены в табл. 7.2.

Во всех туннелях ГЭС (см. табл. 7.2) лоток был выполнен из бетона. При эксплуатации некоторых из этих туннелей были случаи частичного повреждения отделок, явившихся исключительно следствием отступления от проекта и нарушения технологии горных и бетонных работ.

7.16. Обделки безнапорных туннелей могут проектироваться железобетонными лишь в мягких грунтах с  $f_{кр} < 4$ .

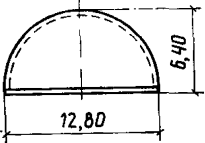
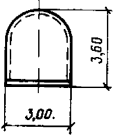
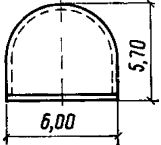
Характерная конструкция безнапорного туннеля с железобетонной обделкой приведена на рис. 7.4.

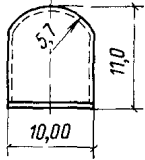
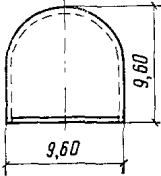
7.17 (6.8). Железобетонные монолитные обделки напорных туннелей могут применяться в условиях пород любой крепости. При этом их применение в условиях пород с  $f_{кр} \geq 4$  требует надежного технико-экономического обоснования.

Характерная конструкция напорного туннеля с железобетонной обделкой приведена на рис. 7.5.

Толщина железобетонных нетрещиностойких отделок определяется конструктивными и производственными соображениями в зависимости от диаметра туннеля и проверяется расчетом на внешние нагрузки. При проектировании таких отделок рекомендуется по возможности ограничивать их толщину в пределах (0,1—0,15)  $r_b$ , поскольку повышение толщины приводит к увеличению расхода арматуры. Армирование нетрещиностойких отделок напорных туннелей производится из расчета на прочность, а при  $p/K_0 \leq 1/7$  определяется условием ограничения величины раскрытия трещин допускаемыми значениями и должно быть не менее 0,5%.

Таблица 7.2

Объект	Год пуска туннеля в эксплуатацию	Длина участка с набрызгбетоном, м	Характеристика сечения	Порода
Байпазинская ГЭС, туннель для пропуска расхода меженных вод $L = 780$ м	Март, 1971	587		Известняк и аргиллиты с прослойками глин $f_{кр} = 4$
Капчагайская ГЭС, дренажная штольня $L = 380$ м с подходными штольнями $L = 477$ м	Ноябрь, 1971	370		Кварц, кварцит, порфири-ты малотрещиноватые $f_{кр} = 8$
Токтогульская ГЭС, левобережный строительный туннель $L = 540$ м	Ноябрь, 1973	335		Среднеслоистый известняк малой трещиноватости $f_{кр} = 6$

Объект	Год пуска туннеля в эксплуатацию	Длина участка с набрызг-бетоном, м	Характеристика сечения	Порода
Курпсайская ГЭС, строительный туннель $L=634$ м	Май, 1978	372		Песчаники и аргиллиты $f_{кр} = 3 \div 8$
Миатлинская ГЭС, строительно-эксплуатационный водосброс $L = 293$ м	1980	228		Песчаники, известняки, аргиллиты $f_{кр} = 5 \div 7$

Объект	Конструкция обделки			Режим работы туннеля
	толщина набрызгбетонных стен и свода, см	тип и длина анкеров, м	лоток	
Байпазинская ГЭС, туннель для пропуска расхода меженных вод $L = 780$ м	10	Железобетонные анкеры длиной 2 м через 1,5 м	Бетон толщиной 30 см	Безнапорный
Капчагайская ГЭС, дренажная штольня $L = 380$ м с подходными штольнями $L = 477$ м	7 (только свод)	То же	То же	»
Токтогульская ГЭС, левобережный строительный туннель $L = 540$ м	5—6	»	»	$Q < 300$ м <sup>3</sup> /с — безнапорный; $Q > 500$ — напорный; $300 < Q < 500$ — переходный
Курпсайская ГЭС, строительный туннель $L = 634$ м	6—8 (свод) 8—14 (стены)	»	»	$Q < 400$ м <sup>3</sup> /с — безнапорный; $Q < 700$ — напорный; $400 < Q < 700$ — переходный
Миатлинская ГЭС, строительно-эксплуатационный водосброс $L = 293$ м	10—15	Железобетонные анкеры длиной 2,6—3 м через 1,4 м	»	$Q = 680$ м <sup>3</sup> /с — безнапорный

7.18. Железобетонные обделки, прианкеренные к скальной породе (рис. 7.6), целесообразны в безнапорных туннелях большого сечения некругового очертания, находящихся под действием значительного давления наружных подземных вод ( $10-15 \text{ кгс/см}^2$ ). В этих условиях обделку обязательно дренируют, чтобы снизить давление.

Анкерование стен и лотка обделки способствует вовлечению породы в работу обделки. Анкеры располагаются в точках, равноудаленных от смежных дрен. Предусматривается усиление армирования в узлах примыкания к анкерам постановкой дополнительной арматуры в виде сеток.

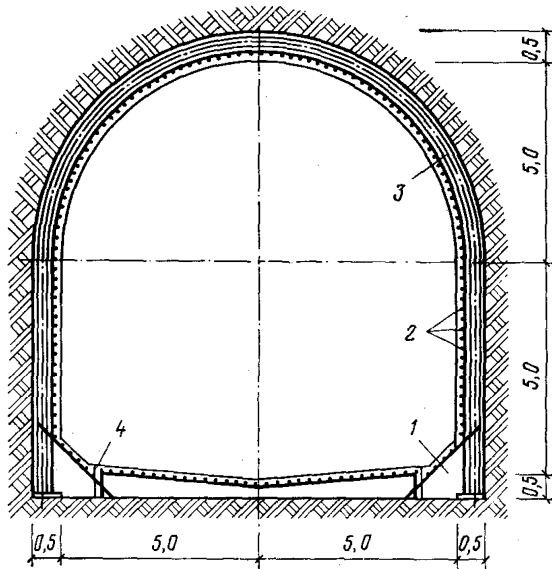


Рис. 7.4. Железобетонная обделка безнапорного туннеля в слабых породах:

1 — бетон; 2 — арматурная сетка; 3 — арки (рамы) крепи; 4 — шов бетонирования

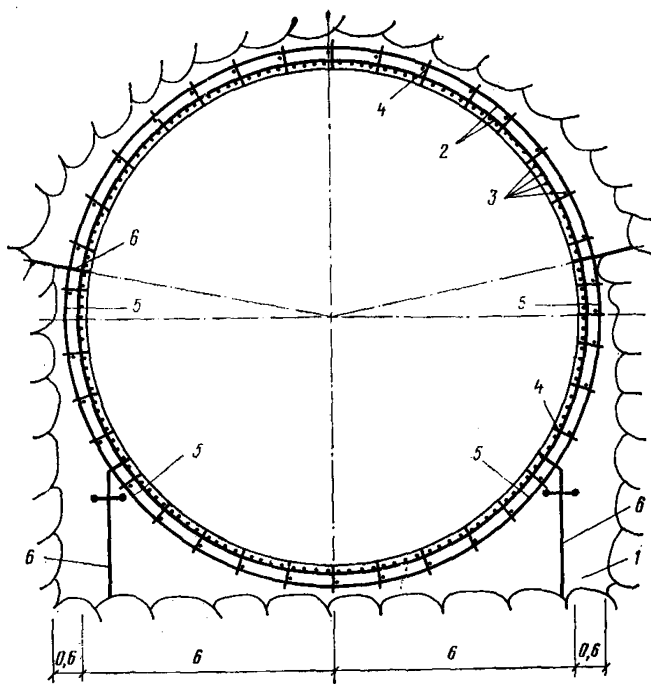
Подобные конструкции осуществлены в туннелях Нурекской ГЭС и проектируются Среднеазиатским отделением Гидропроекта на других гидроузлах.

7.19 (6.12). Комбинированные (двухслойные) обделки с внутренней железоторкретной оболочкой и наружным монолитным бетонным кольцом допускается предусматривать в породах с  $t_{кр} \geq 4$ .

Пример такой обделки показан на рис. 7.7.

Толщина железоторкретного или армированного набрызгбетонного кольца 5—12 см. Оно выполняется в несколько слоев при толщине слоя торкрета до 2 см. Толщина слоя набрызгбетона при применении быстротвердеющих смесей может быть: для стен до 10 см, для свода до 5 см.





**Рис. 7.5. Пример железобетонной обделки напорного туннеля с двухрядным расположением арматуры:**

1 — бетон; 2 — рабочая арматура; 3 — распределительная арматура; 4 — стяжки; 5 — сварные стыки; 6 — швы бетонирования

Армирование в железоторкрете выполняется готовыми сварными сетками, которые привариваются к анкерам в обделке. Шаг арматуры принимается 5—20 см, диаметр — не более 14 мм из-за возможности образования за ней пустоты; сварные сетки могут стыковаться перепуском.

Основным преимуществом комбинированной обделки по сравнению с монолитной железобетонной является быстрое закрепление туннеля, создание же несущей армированной конструкции выполняется при этом с определенным отставанием от забоя. Кроме того, в комбинированной обделке меньше расход арматуры. К недостаткам данной конструкции относится необходимость выполнения дополнительных весьма сложных работ. Поэтому, конструкция с железоторкретной оболочкой в настоящее время применяется редко.

**7.20 (6.10).** Сборные обделки из отдельных блоков или цельнозамкнутых колец рекомендуется предусматривать в условиях проходки туннеля на полное сечение, при этом применение обделок из цельнозамкнутых колец (круглых или овальных) целесообразно в туннелях пролетом до 3 м.

**7.21.** Для гидротехнических напорных и безнапорных туннелей в породах средней крепости и мягких могут быть применены обделки с наружным сборным железобетонным кольцом и внутренней железобетонной оболочкой.

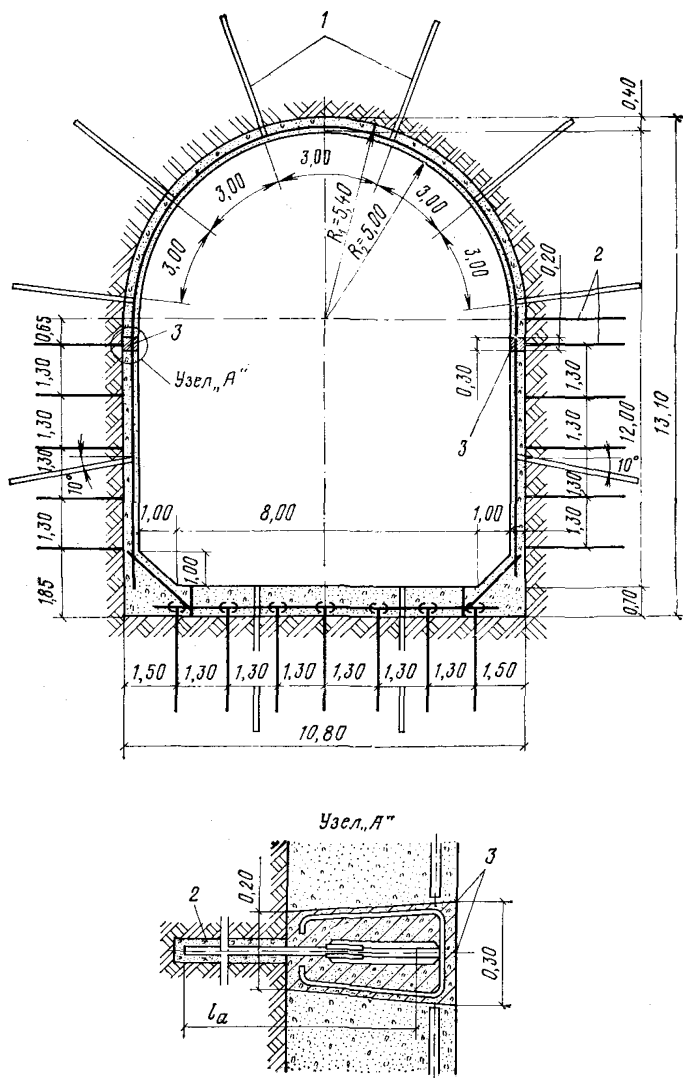


Рис. 7.6. Пример железобетонной обделки, дренированной и прианкерванной к породе  
 1 — шнуровые дрены; 2 — анкеры; 3 — замыкатели стен

Характерная конструкция безнапорного туннеля из сборной обделки из восьми блоков толщиной 20 см с внутренней железобетонной оболочкой применена в двух туннелях длиной 3,3 км на канале Днепр — Донбасс. Туннели проходят в обводненных глинистых грунтах, проявляющих давление набухания от 15 до 60 тс/м<sup>2</sup>. Оболочка толщиной 14 см выполняется из бетона марки М 300В8 и армирована 6 Ø 20 мм А-II на 1 м.

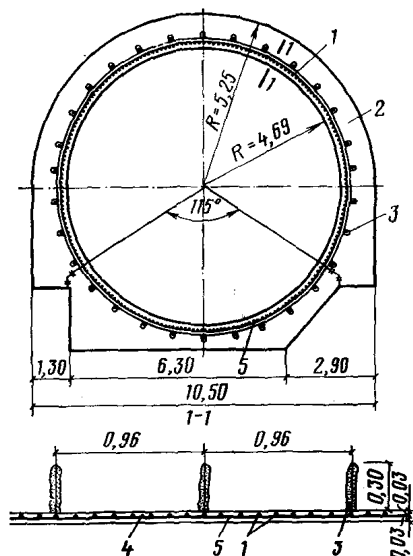


Рис. 7.7. Пример комбинированной обделки с наружным монолитным бетонным кольцом и внутренней железоторкретной оболочкой  
1 — рабочая кольцевая арматура; 2 — бетон; 3 — анкеры; 4 — распределительная продольная арматура; 5 — торкрет

Для напорных туннелей описание подобной конструкции с наружным кольцом из сборных железобетонных блоков, обжатых в поруду, и внутренней тонкостенной железобетонной оболочкой приведено в прил. 9.

Применение сборных обделок позволяет индустриализировать их возведение, обеспечить высокие темпы работ и повысить качество обделки, собираемой из элементов заводского изготовления.

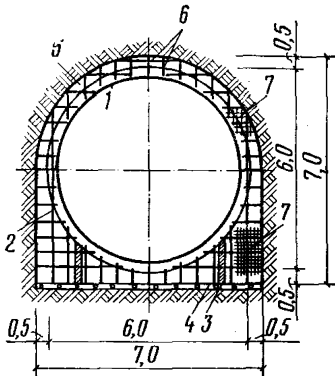
7.22 (6.11). Комбинированные (двухслойные) обделки высоконапорных туннелей с внутренней стальной оболочкой допускается предусматривать только в исключительных случаях при необходимости обеспечения водонепроницаемости при надлежащем технико-экономическом обосновании.

Наружное кольцо комбинированной обделки, как правило, принимается бетонным и минимальной толщины и имеет чисто конструктивное значение.

В большинстве случаев эту конструкцию применяют при напорах более 10 кгс/см<sup>2</sup> в породах ниже средней крепости и на протяженных участках зон тектонического нарушения.

На рис. 7.8 показана подобная обделка горизонтальных участков турбинных водоводов Нурекской ГЭС.

7.23. Оболочка комбинированной обделки выполняется из стальных листов толщиной от 10 до 40 мм (в зависимости от диаметра и напора). Минимальная толщина стальных листов  $\delta$  в зависимости от диаметра оболочки  $D$  принимается по табл. 7.3.



**Рис. 7.8.** Пример комбинированной обделки напорного туннеля с внутренней стальной оболочкой:

1 — стальная оболочка; 2 — ребра жесткости; 3 — монтажные приспособления; 4 — бетонная подготовка; 5 — затрубный бетон; 6, 7 — торцевая сетчатая опалубка и ее каркас

20 см, а при двухсторонней 80 см, кроме нижней части, где зазор принимается 50 см (см. табл. 18 прил. 23).

Заполнение затрубного пространства ранее производилось пластичным бетоном. В последнее время начали широко применять литой бетон с добавками, что позволяет обеспечить требуемое качество его укладки без вибрирования.

Т а б л и ц а 7.3

$D$ , м	до 4	4,2—6,8	7—8,5	9—10	10,5—11	11,5—12	12,5—13,5	14,0
$\delta$ , мм	10	12	14	16	18	20	22	24

При применении литого бетона по опыту строительства турбинных водоводов Нурекской ГЭС цементацию контактов затрубного бетона со стальной оболочкой и породой предусматривать не рекомендуется, так как плотность контактов обеспечивается.

Если несущая способность гладкой оболочки при давлении подземных вод после опорожнения туннеля недостаточна, то оболочку

усиливают наружными кольцевыми ребрами жесткости из листа толщиной 20—30 мм, высотой 200—400 мм (по расчету). Расстояние между ребрами жесткости также определяется расчетом. Для обеспечения жесткости оболочки при монтаже и бетонировании предусматриваются внутренние раскрепления. Эти раскрепления разборные, используются многократно.

7.24. Сталежелезобетонные обделки (со стальной внутренней оболочкой и наружным железобетонным кольцом) могут оказаться целесообразными в напорных водоводах на конечных участках, в местах развилки и при очень слабых породах.

7.25. В лучших породах и в других сложных условиях решения по конструкции обделки принимаются в зависимости от конкретных обстоятельств. Целесообразно проектировать в соответствии с п. 2.11 анкерную крепь с набрызгбетоном и с возведением обделки после завершения деформации породы. Однако такую конструкцию в ряде случаев использовать не представляется возможным и приходится применять сборные или сборномонолитные обделки с использованием блоков большой несущей способности и при необходимости с устройством железобетонной монолитной внутренней оболочки (например, девятый забой туннеля Арпа — Севан).

7.26. К новым прогрессивным типам обделок гидротехнических напорных туннелей можно отнести:

монолитные обделки из низко модульных латексных бетонов; комбинированные обделки с наружным кольцом из сборных железобетонных блоков, обжатых в породе, и внутренним нетрещиностойким железобетонным кольцом.

Данные по этим обделкам приведены в прил. 9.

7.27. После возведения монолитных обделок (кроме обделок из набрызгбетона и прессованного бетона) производится заполнительная цементация (в основном, в пределах сводовой части) с целью заполнения отдельных полостей и крупных трещин в породе в непосредственной близости к обделке, зазоров между обделкой и породой вследствие усадки обделки или неплотного примыкания ее к породе, а также для создания плотного и непрерывного контакта, обеспечивающего равномерную передачу нагрузки (от породы на обделку и от обделки на породу) и совместность работы породы и обделки.

Состав раствора для заполнительной цементации должен подбираться из условия технологичности и требуемой прочности цементно-песчаного камня и выполняться согласно «Указаниям по проектированию цементации в гидротехнических туннелях» (Л., Энергия, 1975).

Прочность на сжатие цементно-песчаного камня для безнапорных туннелей принимается не ниже 10—15 кгс/см<sup>2</sup>. Для туннелей с напором свыше 100 м этот камень должен иметь модуль деформации не ниже чем модуль деформации окружающих пород, принятый в расчете обделки; при напоре менее 100 м материал заполнительной цементации подбирается по технико-экономическим соображениям.

В безнапорных туннелях давление заполнительной цементации в скважинах первой очереди можно принимать 2—4 кгс/см<sup>2</sup>, в скважинах второй и последующих очередей его увеличивают в 1,5—2 раза.

В напорных туннелях давление цементации в скважинах первой очереди принимают 4—7 кгс/см<sup>2</sup>, в последующих очередях также увеличивают в 1,5—2 раза.

Таблица 7.4

Характеристика	Выбор типа обделки туннеля при напоре воды, м		
	безнапорный и при напоре до 30	30—100	более 100
Крепкие породы ( $K_0 > 500$ кгс/см <sup>2</sup> )	Из набрызгбетона Монолитная из бетона  Прианкеренная и дренированная из армированного бетона	Из набрызгбетона Монолитная из бетона  Монолитная из бетона с укрепительной цементацией породы	Из набрызгбетона Монолитная из бетона или железобетона Монолитная из бетона с укрепительной цементацией породы
Породы средней крепости с $f_{кр} = 4 \div 8$ ( $K_0 = 200 \div 500$ кгс/см <sup>2</sup> )	Из набрызгбетона  Монолитная из бетона или железобетона Из монолитного прессованного бетона Прианкеренная дренированная из железобетона Комбинированная из обжатого в породу блочного железобетонного кольца и внутренней железоторкретной или железобетонной оболочки	Монолитная из бетона или железобетона с укрепительной цементацией породы Монолитная из железобетона (в том числе прианкеренная) Монолитная из латексных или других низкомодульных бетонов Комбинированная из наружного бетонного и внутреннего железоторкретного кольца	Монолитная из железобетона с укрепительной цементацией породы — — —
Породы с $f_{кр} < 4$ ( $K_0 < 200$ кгс/см <sup>2</sup> )	Комбинированная из обжатого в породу блочного железобетонного кольца с внутренней железобетонной оболочкой Монолитная из бетона или железобетона. Из монолитного прессованного бетона	Комбинированная из обжатого в породу блочного железобетонного кольца и внутренней железобетонной оболочки  Комбинированная из обжатого в породу блочного железобетонного кольца с внутренней железобетонной оболочкой Монолитная из железобетона с укрепительной цементацией породы	Комбинированная из наружного монолитного бетонного кольца и внутренней стальной оболочки  Комбинированная из наружного монолитного бетонного или железобетонного кольца и внутренней стальной оболочки Монолитная из железобетона с укрепительной цементацией породы

7.28 (6.13). При проектировании обделок туннелей, расположенных в трещиноватых породах, для увеличения водонепроницаемости и улучшения деформативных характеристик пород, окружающих туннель, надлежит предусматривать укрепительную цементацию породы, а для облегчения работы конструкции обделки допускаются применение дренажных устройств и анкеровка обделки в породе.

Укрепительная цементация породы применяется в напорных туннелях и кроме указанного выше эффекта уменьшает анизотропию породы.

7.29. Укрепительную цементацию производят на глубину 0,6—0,8 внутреннего диаметра туннеля по всему периметру его сечения.

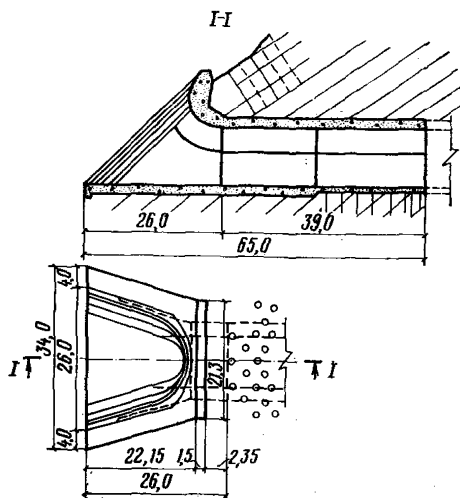


Рис. 7.9. Входной портал эксплуатационного водосброса Нурекской ГЭС

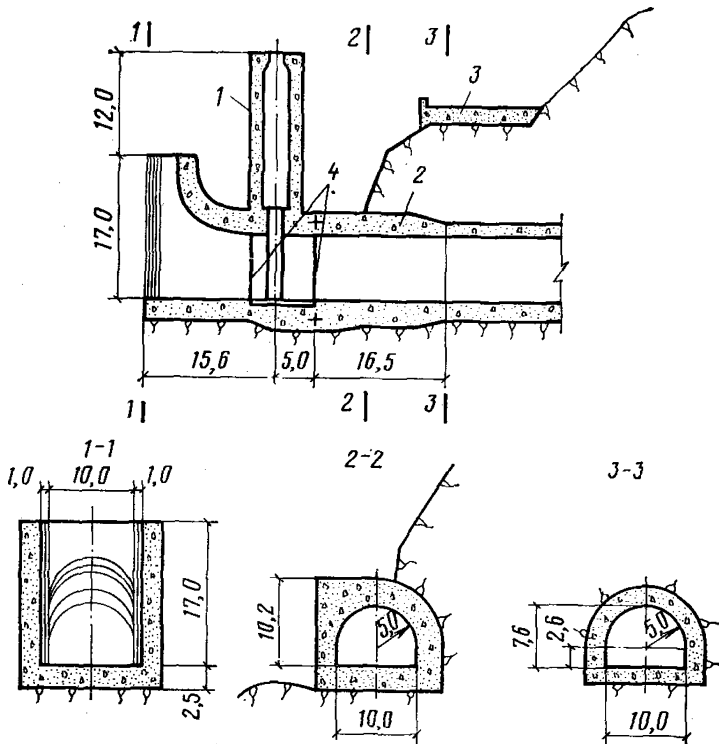
Для правильного решения и уточнения вопросов укрепительной цементации, связанных с выбором составов растворов, предельного рабочего давления, схемы расположения скважин, а также схемы нагнетаний на отдельных участках туннеля, производятся обязательно опытно-производственные работы.

Величину конечного инъекционного давления при выполнении работ по укрепительной цементации рекомендуется принимать в 1,7—2,5 раза выше действующего гидростатического напора в туннеле в зависимости от инженерно-геологических условий.

7.30. Рекомендации по выбору типа обделок гидротехнических туннелей в зависимости от характеристики породы и от внутреннего напора воды в туннеле приведены в табл. 7.4.

7.31. Выбор типа обделки по табл. 7.4 в пределах каждой группы (ограниченной крепостью породы и напором) производится в каждом конкретном случае путем технико-экономического сравнения перечисленных вариантов конструкции. При этом учитываются определенные технические ограничения обделок. Так, например, бетонные и железобетонные обделки с укрепительной цементацией породы при-

меняются в сильнотрещиноватых породах, причем бетонная обделка рекомендуется в случае, если порода после цементации приобретает свойства сравнительно однородной среды. Прианкеренные дренажные обделки предназначены лишь для туннелей некругового очертания, находящихся под воздействием значительного напора подземных вод. Обделки с наружным сборным кольцом из железобетонных блоков (в том числе обжатые) и обделки из монолитно-прессованного бетона могут применяться лишь при щитовой (комбайновой) или эректорной проходке туннеля; обделки из набрызгбетона при-



**Рис. 7.10. Входной портал строительного туннеля Курпсайской ГЭС:**

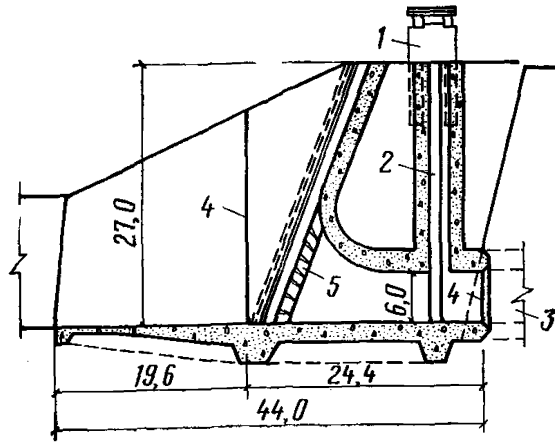
1 — башня затвора; 2 — полуподземная часть портала; 3 — автодорога;  
4 — стальная облицовка

меняются при контурном взрывании и при соблюдении требований по сцеплению с породой (п. 7.12) и по глубине залегания туннеля (п. 5.3).

7.32. Порталы туннелей рекомендуется вписывать в склоны таким образом, чтобы минимально нарушалось естественное равновесие склонов. В сейсмических районах порталы необходимо вдвигать в склон (рис. 7.9). Конструкции порталов рекомендуется принимать простых геометрических форм.

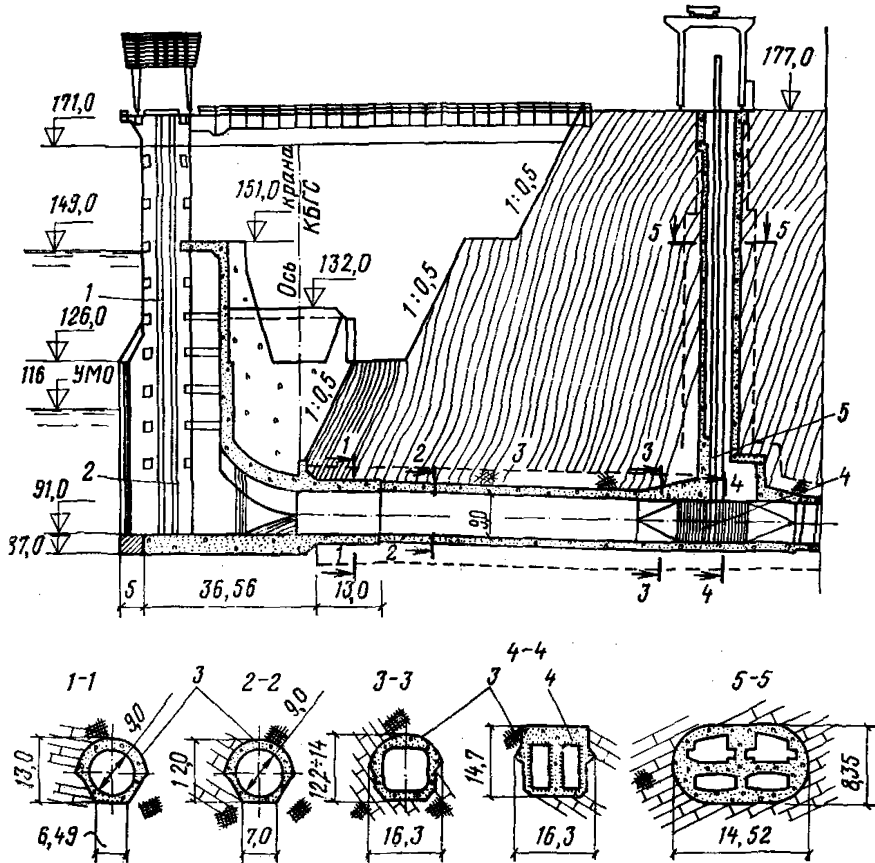
7.33. Конструкции порталов зависят от назначения туннелей, топографических и инженерно-геологических условий.





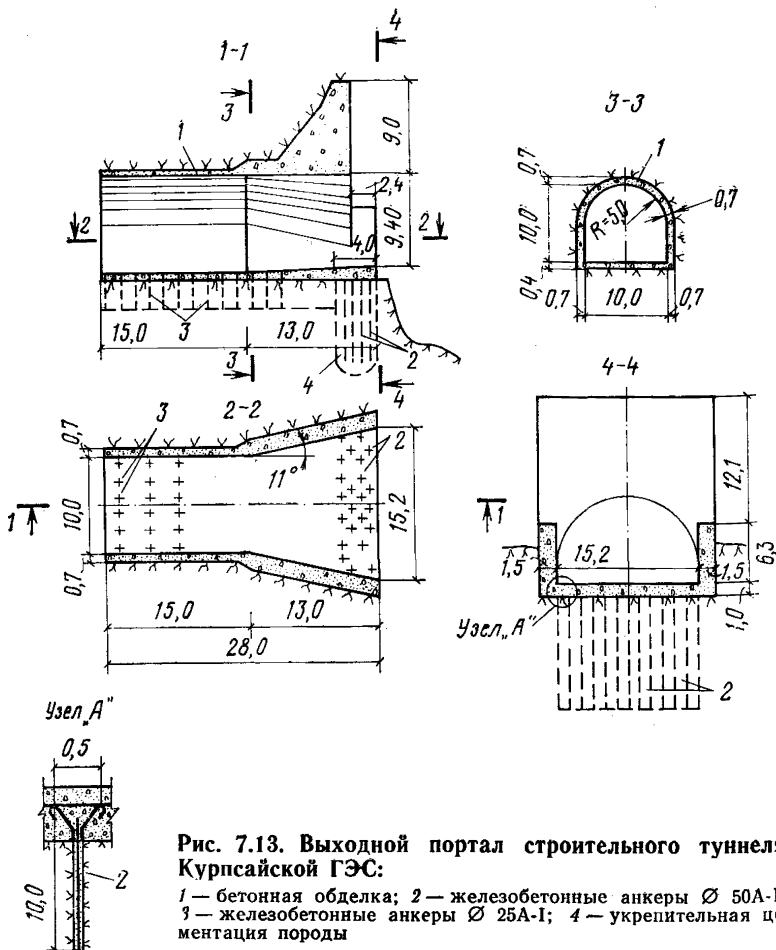
**Рис. 7.11. Входной портал ирригационного Дангаринского туннеля:**

1 — эстакада подъемного механизма затвора; 2 — паз ремонтного затвора; 3 — напорный туннель; 4 — деформационный шов; 5 — сороудерживающая решетка



**Рис. 7.12. Водоприемник и шахта аварийно-ремонтных затворов Чарвакской ГЭС:**

1 — решетка; 2 — пазы ремонтных затворов; 3 — укрепительная цементация; 4 — стальная облицовка; 5 — пазы аварийно-ремонтных затворов



**Рис. 7.13. Выходной портал строительного туннеля Курпсайской ГЭС:**

1 — бетонная обделка; 2 — железобетонные анкеры  $\varnothing$  50А-I; 3 — железобетонные анкеры  $\varnothing$  25А-I; 4 — укрепительная цементация породы

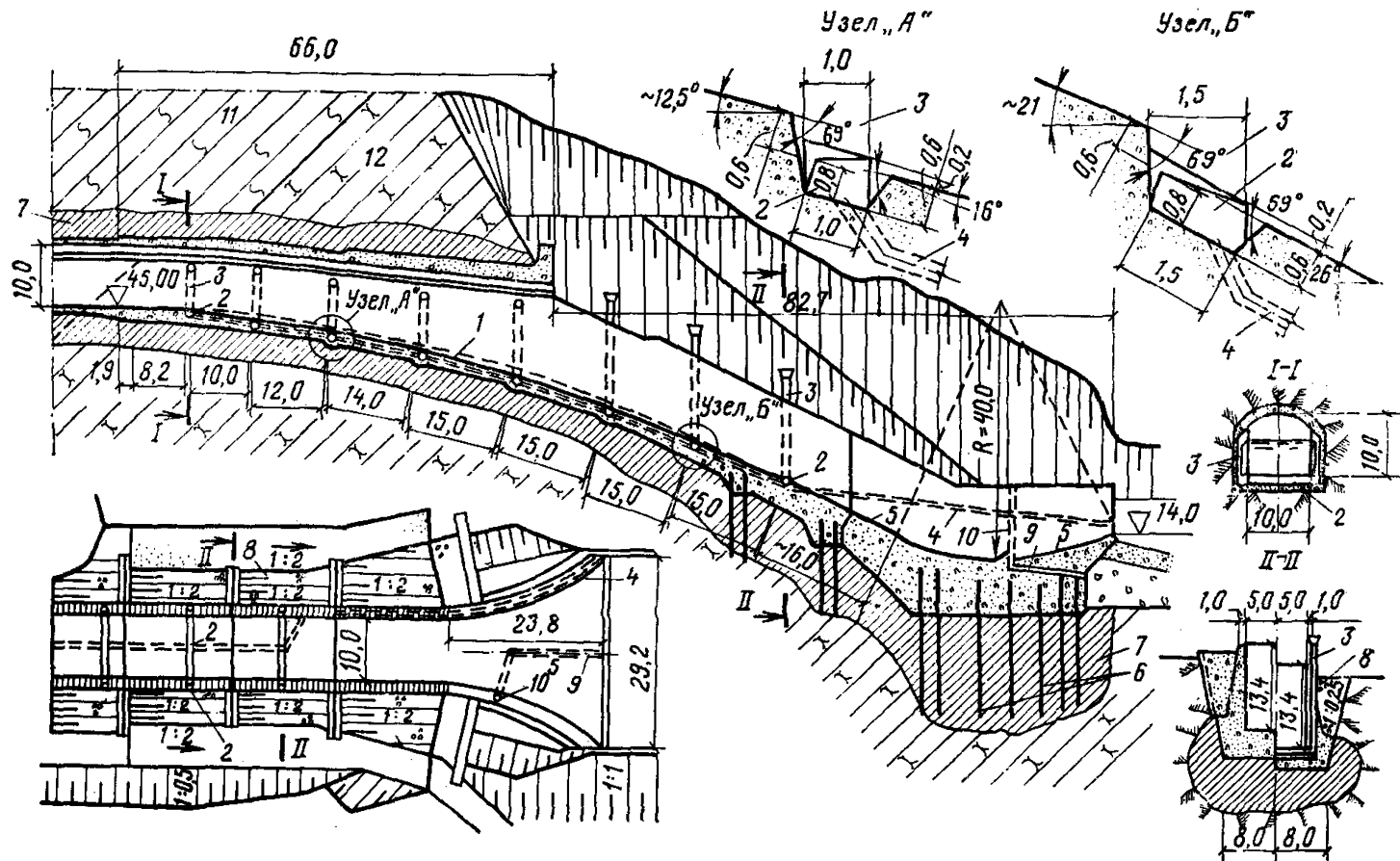
Размеры и геометрические формы проточной части порталных участков определяются расчетами или на основании лабораторных гидравлических исследований. Входы порталов должны быть плавными. Обычно в непосредственной близости устраиваются затворы (рис. 7.10 — 7.12).

Для исключения попадания в туннель плавающих тел на входе в него предусматривают сороудерживающие решетки (см. рис. 7.11).

На водоприемниках подводящих туннелей ГЭС установка решеток является обязательной (см. рис. 7.12).

На выходных порталах для уменьшения размывающего действия потока рекомендуется устраивать безнапорные диффузоры (рис. 7.13), трамплины (рис. 7.14) или напорные диффузоры, расширяющиеся в плане и уменьшающиеся по высоте (рис. 7.15).

Для предохранения выходных порталов от подмыва целесообразно предусматривать анкерные зубья с цементацией породы или



**Рис. 7.14. Концевое сооружение катастрофического водосброса с поверхностным водозабором Нурекской ГЭС:**

1 — кривая сливной поверхности, очерченная по параболе; 2 — аэрационные каналы в лотке; 3 — то же, в стенах; 4 — труба для слива воды; 5 — поверхность, покрываемая пластратором; 6 — железобетонные анкеры; 7 — укрепительная цементация породы; 8 — обратная засыпка; 9 — труба для слива воды; 10 — аэрационная труба; 11 — алевриты; 12 — песчаники

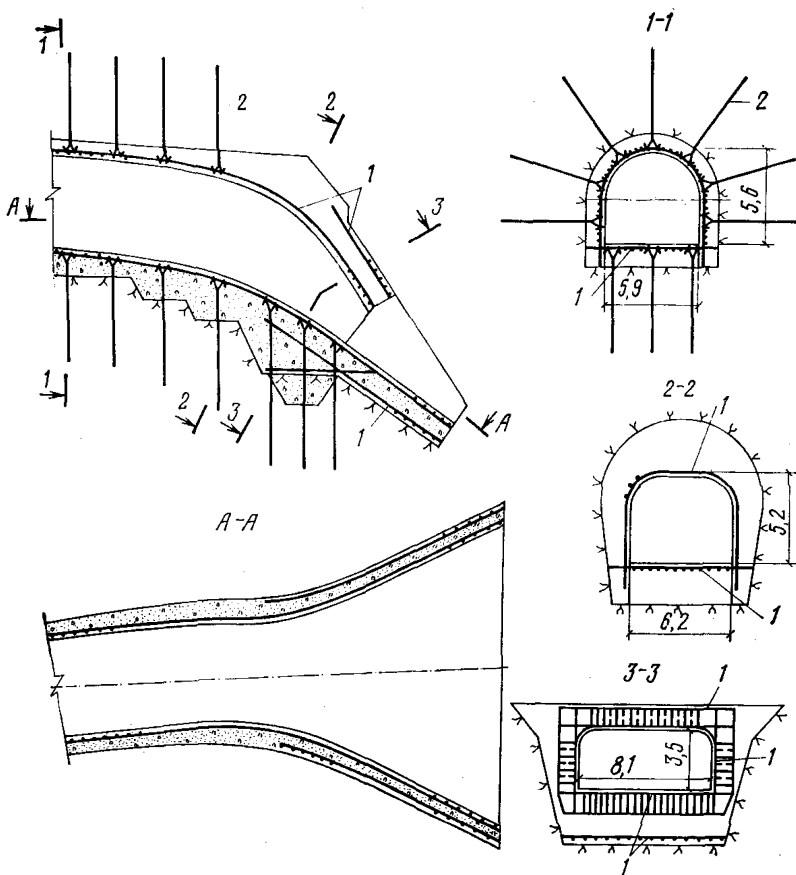


Рис. 7.15. Выходной портал левобережного строительного туннеля Токтогульской ГЭС:

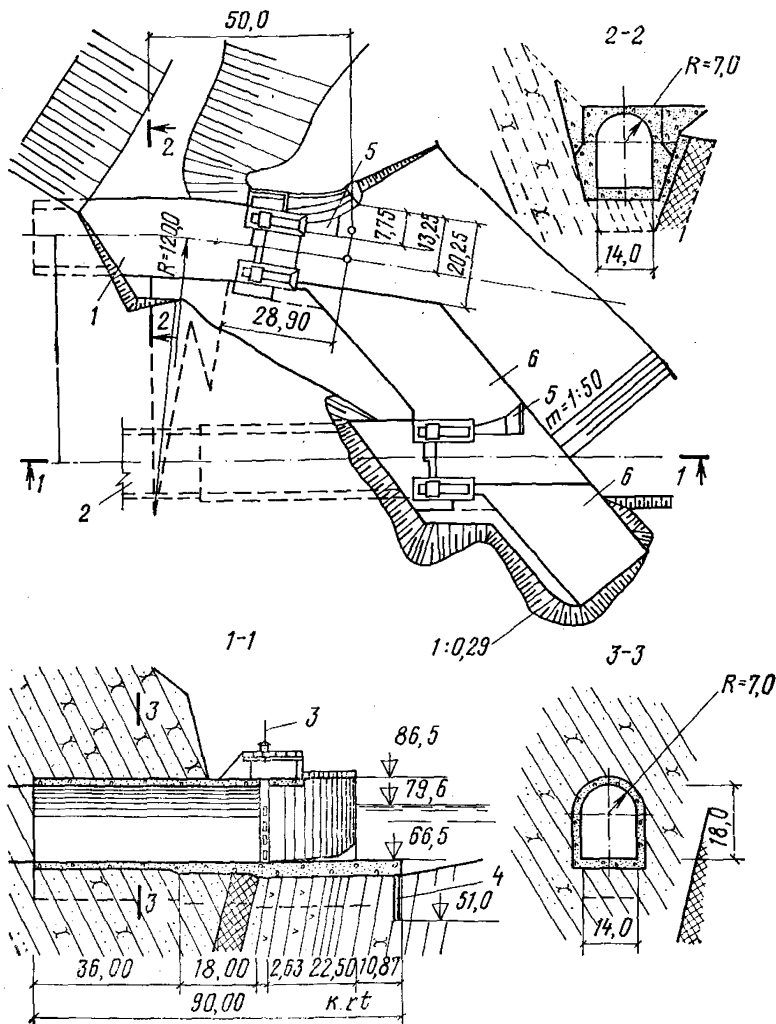
1 — армирование; 2 — анкеры  $\varnothing 36A-II$ ,  $l=5$  м

железобетонные зубья, выполненные способом «стена в грунте» (рис. 7.16). Выходные порталы проектируют с учетом возможного размыва основания сооружения, русла реки и ее противоположного берега, а также рядом расположенных сооружений.

## 8. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

8.1 (9.1). При проектировании гидротехнических туннелей должна предусматриваться возможность опорожнения туннелей на всем протяжении для осмотра и ремонта.

В отдельных случаях допускается не предусматривать опорожнение начальных участков туннелей до затворов, при этом длина таких участков должна быть минимальной.



**Рис. 7.16. Выходные порталы отводящих туннелей Рогунской ГЭС:**  
 1 и 2 — туннели соответственно от агрегатов 1, 2, 3 и 4, 5, 6; 3 — ось пазов ремонтного затвора; 4 — защитная стенка, возводимая способом стены в грунте; 5 — струенаправляющие трамплины; 6 — подпорная стенка

8.2. Безнапорные туннели, используемые в качестве катастрофических или аварийных водосбросов, целесообразно оборудовать по своду тельфером с промышленной телекамерой, позволяющей при закрытых затворах производить профилактический осмотр состояния внутренней поверхности туннеля и оценку работы дренажных систем.

8.3. В безнапорных туннелях следует рассматривать возможность аварийного затопления помещения затворов и исключать его последствия.

8.4. В туннелях эксплуатационного назначения рекомендуется устройство въезда транспортных средств из подходящих туннелей, оснащенных гермодверями, для доставки материалов и оборудования, необходимых для ремонтных работ.

При наличии транспортного лифта в камерах затворов должна быть предусмотрена возможность их использования для транспортировки средств по восстановительному ремонту обделок туннеля и дренажных устройств.

8.5. На подходе к водоприемнику берега водотока должны быть ограждены сетками для улавливания осыпающихся пород, а при близком расположении дорог — заградительными устройствами на обочине дороги.

8.6 (9.2). В водоприемнике подводящего туннеля должны предусматриваться устройства, исключающие попадание в туннель посторонних предметов, которые могут привести к повреждению его конструкции.

8.7. Рекомендуется предусматривать возможность промывки туннеля перед сдачей в эксплуатацию малымипусками воды для очистки его от мелкого строительного мусора и грязи, для этого следует предусматривать водовыпуск, например в параллельную штольню, и возможность быстрого отключения его.

8.8. Работы по скальной выломке, армированию и бетонированию обделок камер затворов на сопряжении напорного участка туннеля с безнапорным туннелем должны быть полностью выполнены до ввода туннеля во временную и постоянную эксплуатацию.

8.9. В строительных туннелях следует предусмотреть бетонные пробки, которые должны надежно закрывать вход в них и в то же время (при необходимости) легко разбираться. Возможные конструкции пробок приведены на рис. 8.1 и 8.2.

8.10 (9.3). При проектировании гидротехнических туннелей должны предусматриваться воздухоподводящие устройства для предотвращения возможного образования вакуума в туннеле.

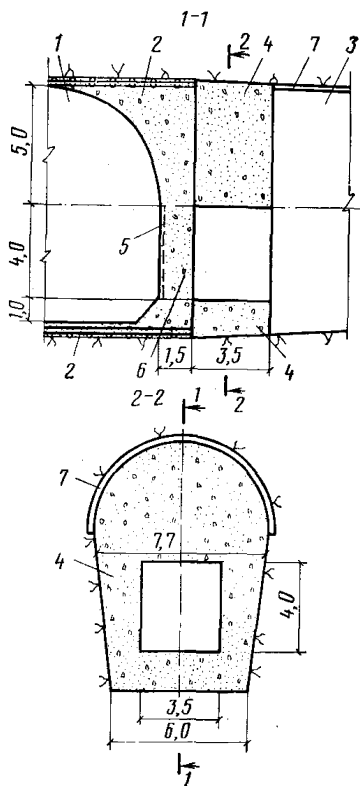


Рис. 8.1. Конструкция бетонной пробки в подходной выработке:

1 — строительный туннель; 2 — обделка туннеля; 3 — подходная выработка; 4 — бетонная пробка; 5 — доски шириной 20 см, толщиной 30 мм; 6 — разбиваемая бетонная перегородка; 7 — временная крепь подходной выработки

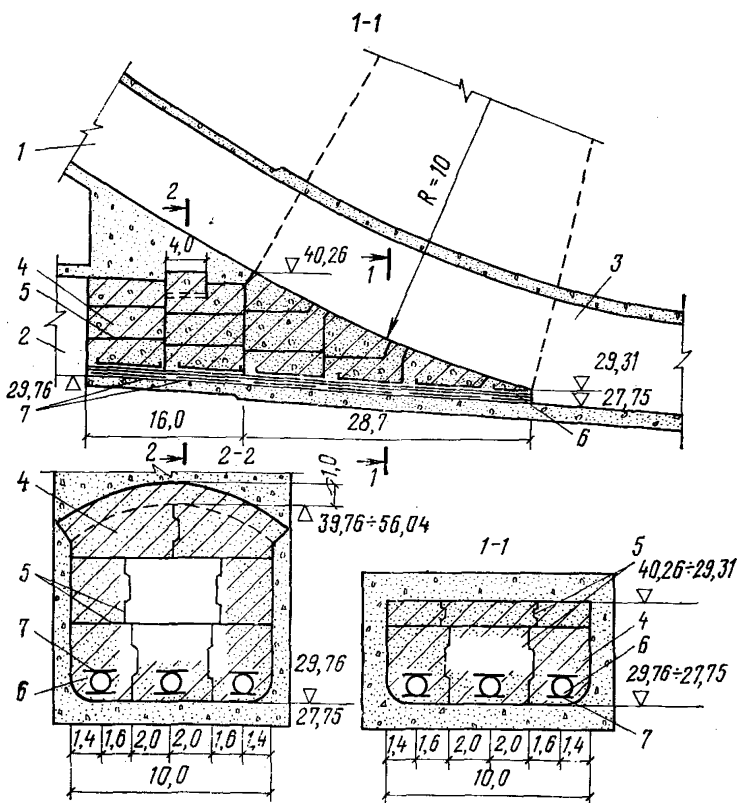


Рис. 8.2. Бетонная пробка в узле сопряжения наклонного водовода со строительным туннелем:

1 — наклонный водосброс; 2 — строительный туннель; 3 — отводящий участок туннеля; 4 — сопрягающая бетонная пробка; 5 — блоки бетонирования; 6 — аэрационная труба; 7 — арматурные сетки

8.11 (9.4). Минимальные толщины обделок гидротехнических туннелей должны приниматься:

для монолитных бетонных и железобетонных с однорядной арматурой . . . . .	20 см
для монолитных железобетонных с двухрядной арматурой . . . . .	25 см
для сборных . . . . .	12 см
из набрызгбетона:	
несущих . . . . .	10 см
выравнивающих . . . . .	5 см
из железоторкрета . . . . .	5 см

8.12 (9.5). Минимальные проценты армирования нетрещиноустойчивых железобетонных обделок напорных туннелей определяются из условия ограничения величины раскрытия трещин макси-

мальными допускаемыми величинами раскрытия трещин (см. табл. 15), но не менее 0,5%.

Для трещиностойких обделок напорных туннелей минимальные проценты армирования должны приниматься не менее 0,3% для пород с  $f_{кр} < 4$  и 0,15% для пород с  $f_{кр} \geq 4$ .

При проектировании безнапорных туннелей минимальный процент армирования не ограничивается.

**Примечание.** Процент армирования железобетонных оболочек должен приниматься не ниже 1.

8.13. Арматура обычно располагается в виде двух рядов сеток, что обеспечивает более надежно равномерное распределение трещинообразования и малое раскрытие трещин.

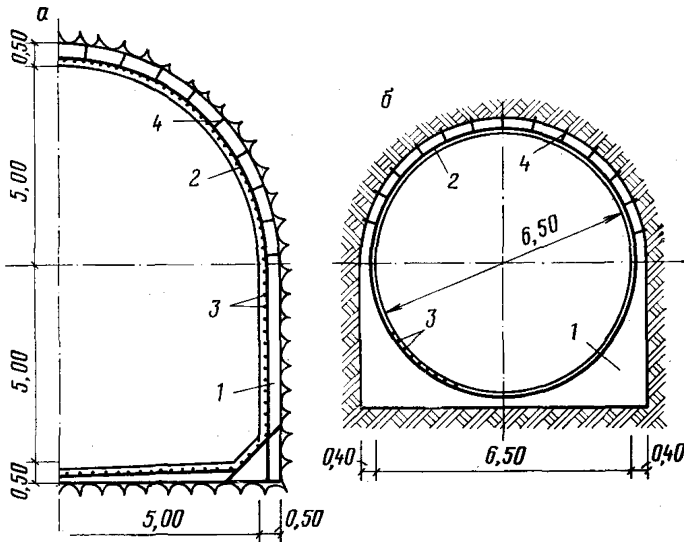


Рис. 8.3. Примеры железобетонных обделок с однорядным расположением арматуры:

*a* — безнапорный туннель; *б* — напорный туннель; 1 — бетон; 2 — рабочая арматура; 3 — распределительная арматура; 4 — хомуты

Для безнапорных туннелей допускается армирование одной сеткой со стороны внутренней поверхности, так как прочность конструкции на нагрузку давлением породы обеспечивается, и армирование имеет целью достижение более равномерного трещинообразования (рис. 8.3, *a*).

Для напорных туннелей, проходящих в достаточно прочных породах, при соблюдении условия  $p/K_0 \leq 1/7$  (когда расчетного армирования по прочности не требуется, а уровень фильтрации обеспечивается породой), также допускается ограничиваться одной сеткой арматуры по внутренней поверхности (см. рис. 8.3 *б*).

8.14. Стыки растянутой рабочей арматуры выполняются сварными; при надлежащем технико-экономическом обосновании могут применяться петлевые стыки.

Рабочая растянутая арматура анкеруется в сжатой зоне.



8.15. Распределительная арматура назначается в размере 15% площади рабочей арматуры и устанавливается со стороны, ближайшей к внутренней поверхности обделки, для обеспечения более равномерного трещинообразования. Диаметр распределительной арматуры 10—20 мм. Эта арматура воспринимает усилия, создающиеся от неравномерности давления горных пород вдоль оси туннеля. Такую арматуру допустимо стыковать перепусками на длину 20—30 диаметров в зависимости от условий ее работы.

8.16. Поперечная арматура в виде хомутов и стяжек применяется для закрепления сжатых стержней от выпучивания, восприятия составляющей усилий от растянутой арматуры при расположении ее по криволинейной поверхности (чтобы исключить ее выпрямление и отрыв защитного слоя) и, наконец, для работы на поперечную силу и по косым сечениям (что имеет место в обделках сравнительно редко, например в лотках и стенах безнапорных туннелей).

8.17 (9.6). Минимальная толщина защитного слоя для рабочей арматуры монолитных железобетонных обделок должна назначаться по табл. 8.1 (16).

Таблица 8.1 (16)

Толщина обделки, м	Минимальная толщина защитного слоя, бетона, см, при воде-среде	
	неагрессивной	агрессивной
До 0,3	3	4
От 0,3 до 0,5	4	5
Более 0,5	5	6

Примечания: 1. Толщина защитного слоя бетона для жесткой арматуры должна быть не менее 5 см.

2. Толщина защитного слоя торкрета для арматуры железоторкретных оболочек должна быть не менее диаметра рабочей арматуры, но не менее 2 см в неагрессивной воде-среде и 3 см в агрессивной.

3. Для сборных обделок допускается уменьшение толщины защитного слоя на 1 см по сравнению с величинами, приведенными в таблице.

4. Толщина защитного слоя бетона для распределительной арматуры принимается на 1 см меньше, чем для рабочей арматуры.

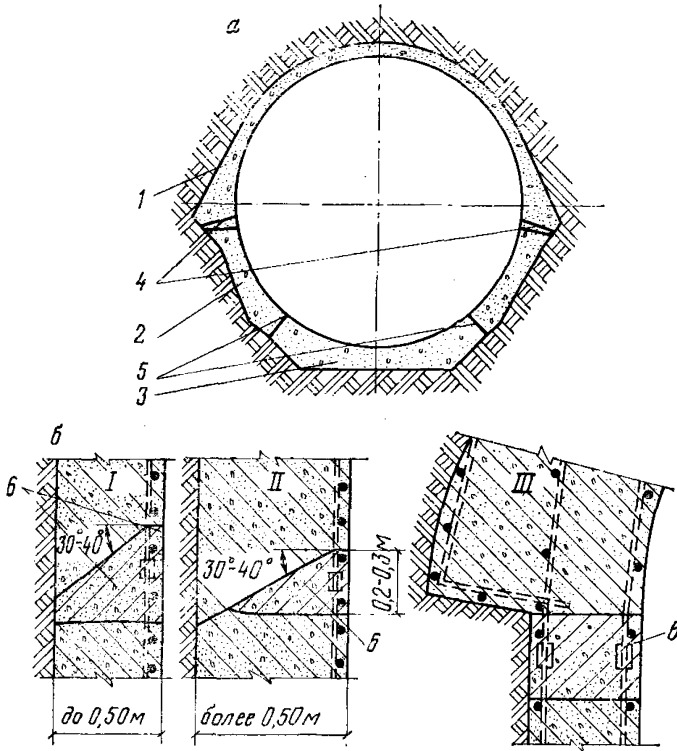
5. Агрессивность воды-среды устанавливается в соответствии с инструкцией по определению признаков и норм агрессивности воды-среды для железобетонных и бетонных конструкций, утвержденной Госстроем СССР.

8.18. Толщина защитного слоя бетона лотка и нижней части стен для арматуры при истирающем воздействии влекомых наносов назначается в пределах 10—50 см по расчету (см. п. 12.3 и прил. 11) в зависимости от срока эксплуатации туннеля, скорости потока, количества твердого стока, крупности наносов, их состава и др.

8.19. Наиболее распространенные узлы сопряжения элементов обделки — между сводом и стенами туннеля и между стенами и лотком — выполняются в соответствии с «Инструкцией по омоноличиванию стыков обделок гидротехнических туннелей» (Оргэнергострой, М., 1973). Характерные узлы сопряжения показаны на рис. 8.4.

Рабочий шов при армировании двумя сетками (симметричное армирование) должен быть перпендикулярен оси стены или радиален на криволинейной части обделки (рис. 8.4, III).

Для возможности сопряжения свода со стенами в туннелях большого сечения, в которых свод бетонируют в первую очередь, конструкцию свода выполняют с выносными пятями (рис. 8.5, а). В устойчивых породах от устройства выносных пят (требующих повышения расхода бетона и излишнего объема вынимаемой породы)



**Рис. 8.4. Рекомендуемые типы стыков монолитных бетонных и железобетонных обделок туннелей:**

*а* — поперечное сечение туннеля; *б* — типы стыков; 1 — свод; 2 — стены; 3 — лоток; 4 — стык между сводом и стенами; 5 — стык между стенами и лотком; 6 — набрызгбетон, выполняемый после бетонирования стен

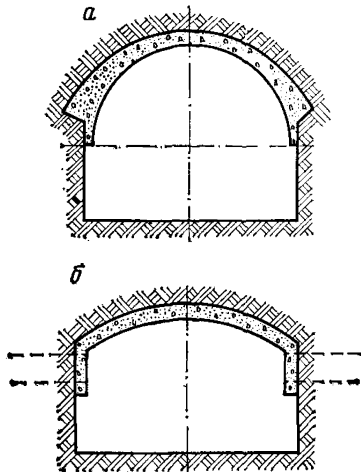
можно отказаться и применять схему подвешенного свода (рис. 8.5, б) с обязательной проверкой устойчивости и закрепления его с помощью железобетонных анкеров.

Сопряжения между стенами и лотком туннеля обычно выполняют в виде вутов и скруглений. Строительные швы располагают в лотках непосредственно за вутом или на некотором расстоянии от него с учетом вида и размеров используемых армоконструкций.

8.20. Полости стыков между элементами обделки формируют заранее с помощью опалубки или специальной подсыпки песка. Высоту полости принимают равной 0,5—1 толщины обделки.

Стыки не рекомендуется располагать в растянутой зоне обделки, наилучшим решением является размещение стыков в наименее напряженных местах обделки, определяемых по эпюре моментов. Соединение арматуры, выступающей в полость стыка, производят равнопрочными сварными швами. Перед омоноличиванием стыка для надежного сцепления бетона стыка с элементами обделки производят обработку (насечку) сопрягаемых поверхностей элементов.

Для заполнения полости стыков рекомендуется применять набрызгбетон (неармированные стыки и армированные при расстоянии между арматурными стержнями более 100 мм), торкрет (стыки с высотой и глубиной не более 20 см) или комбинацию их (армированные стыки глубиной более 50 см и при расстоянии между арматурными стержнями менее 100 мм). Марка набрызгбетона, торкрета и раствора для заполнения полости стыка должна быть не ниже марки бетона сопрягаемых элементов.



**Рис. 8.5. Формы пят сводовой части обделки:**

*а* — с выносными пятами; *б* — подвешенный свод (до бетонирования стеной)

бетонным сооружениям, особенно в районах высокой сейсмичности. Обычно в деформационные швы закладывают противодиффузионные шпонки, например из стальных полос или резиновые специального профиля.

**8.22.** Арматура железобетонных обделок должна преимущественно изготавливаться в виде сварных каркасов плоских и пространственных, так как штучное армирование — трудоемкая операция и в подземных условиях занимает весьма длительное время.

Армокаркасы выполняются целиком и разрезаются для удобства транспортирования на блоки, соединяемые на месте. Их изготавливают путем сварки плоских сеток с приваркой диагональных угловых стержней, обеспечивающих пространственную жесткость. Конструируют их достаточно жесткими для удобства складирования, перевозки и установки.

**8.23.** В отводящих безнапорных туннелях в сопряжении металлических и бетонных облицовок при больших скоростях потока ( $> 30$  м/с) должен быть предусмотрен паз-аэратор, защищающий бетонные обделки от кавитационных разрушений при отрыве потока в узлах сопряжений (см. прил. 10).

## 9. ДРЕНАЖНЫЕ УСТРОЙСТВА

9.1. Дренаж гидротехнических туннелей применяется главным образом в целях:

- снижения давления подземных вод на обделку;
- повышения долговечности сооружения благодаря уменьшению градиентов напора и расхода воды, фильтрующейся через обделку;
- предохранения от потери устойчивости (выпучивания) стальной облицовки напорных туннелей при их опорожнении;
- предотвращения опасности размокания и выщелачивания пород с потерей их прочности или потери устойчивости оползневого склона в связи с фильтрацией воды из туннеля в период его эксплуатации.

В некоторых случаях каптируемая с помощью дренажей подземная вода может быть использована для подпитки деривационных и соединительных туннелей.

9.2. Применение дренажей возможно при соблюдении следующих основных условий:

- на контакте дренажа с породой обеспечивается ее фильтрационная прочность;
- порода устойчива в отношении механической или химической суффозии в течение периода эксплуатации туннеля;
- отсутствует опасность механического, химического и биологического кольматажа дренирующих устройств;
- наличие дренажей не приводит к ощутимым потерям воды из водохранилища.

В случае, когда по какому-либо признаку применение дренажей становится невозможным, допускается применение противофильтрационной цементации породы в сочетании с дренажем или без него.

В зависимости от конструктивных особенностей дренажных устройств, предназначенных для захвата воды, можно выделить следующие типы подземных дренажей, наиболее часто применяемых в гидротехническом строительстве: туннельные, скважинные, шпуровые, ленточные, комбинированные, состоящие из элементов названных дренажей.

9.3. Дренажные туннели (рис. 9.1) устраивают в породах, хорошо отдающих воду и водоустойчивых (невывщелачиваемых, неразмокаемых и нерастворимых), так как в случае выноса частиц породы могут образоваться пустоты и нарушиться устойчивость массива.

Дренажный туннель располагают со стороны потока воды для более полного ее перехвата и отвода за пределы защищенного сооружения.

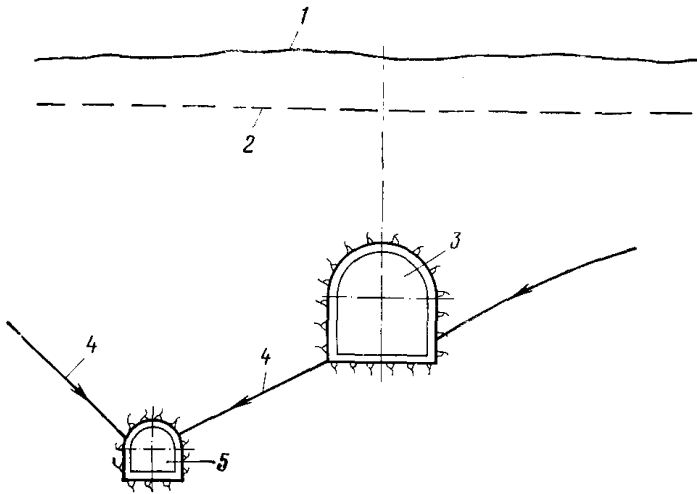
В районах с суровым климатом для предупреждения замерзания воды дренажный туннель на необходимой длине утепляется.

Размеры дренажных туннелей определяются расходом пропускаемой ими воды, условиями строительства и эксплуатации.

9.4. Скважинный дренаж (рис. 9.2) применяется в слаботрециноватом скальном массиве, а также при наличии нескольких водоносных горизонтов.

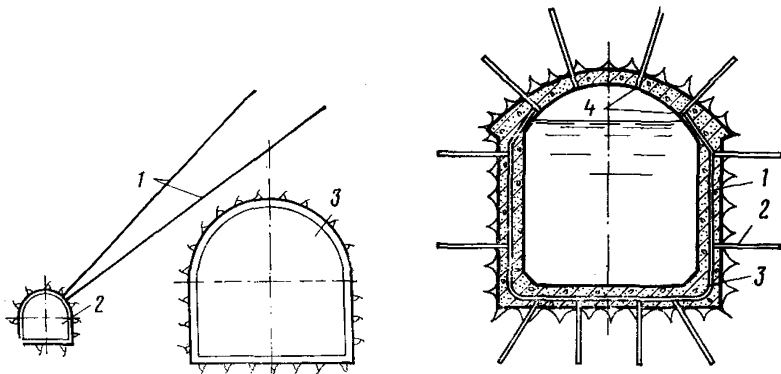
Длина скважин назначается из условия пересечения ими всех водоносных горизонтов, трещин и сосредоточенных скоплений воды вблизи защищаемого сооружения и колеблется от 10 до 50 м, диаметр — от 50 до 150 мм.

Направление скважин зависит от ориентировки трещин и положения водоносных участков, причем для более полного перехвата



**Рис. 9.1. Туннельный дренаж:**

1 — поверхность земли; 2 — естественная поверхность грунтовых вод; 3 — защищаемое сооружение; 4 — кривая депрессии; 5 — дренажный туннель



**Рис. 9.2. Скважинный дренаж — наклонная дренажная завеса:**

1 — плоскости бурения скважин; 2 — дренажный туннель; 3 — защищаемое сооружение

**Рис. 9.3. Шпуровой дренаж:**

1 — обделка туннеля; 2 — шпуровые дрены; 3 — коллекторная труба; 4 — отвод дренажной воды

воды скважины располагают по возможности в крест простираения пластов породы.

9.5. Шпуровой дренаж в безнапорных туннелях (рис. 9.3) состоит из системы шпуров диаметром 50—100 мм и длиной 2—4 м, пробуренных при равномерной трещиноватости породы нормально к поверхности обделки. При неравномерной трещиноватости (слоистости) и фильтрационной анизотропии породы шпуров следует ориентировать с учетом этих особенностей.

9.6. Ленточный дренаж (рис. 9.4) применяется в безнапорных туннелях. Он представляет собой полости, устроенные на контакте

породы с обделкой. Эти полости заполняются фильтрующим материалом (песок, гравий, щебень, стекловата, шлаковата, пористый бетон).

9.7. Комбинированные дренажи безнапорных туннелей (рис. 9.5) применяют в случаях, когда один тип дренажных устройств не может дать необходимого эффекта. Они представляют собой сочетание дренажных устройств (пп. 9.3—9.6).

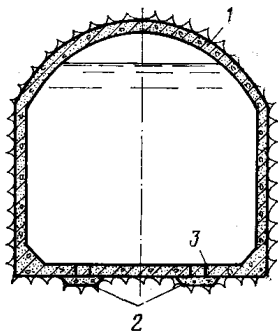


Рис. 9.4. Ленточный дренаж:

1 — обделка туннеля; 2 — дренажные ленты; 3 — отверстия для выпуска воды в туннель

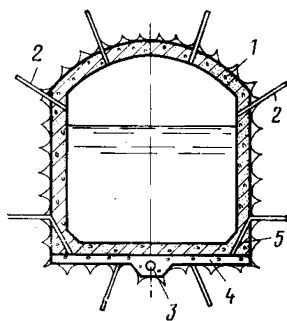


Рис. 9.5. Комбинированный дренаж:

1 — обделка туннеля; 2 — шпуровые дрены; 3 — коллекторная труба; 4 — дрена из гравия; 5 — водоотводная труба

9.8. В водобросных туннелях во избежание возникновения кавитации в месте дренажного выпуска последний можно выполнять в виде коробки с перфорированной крышкой. Для интенсификации работы дренажа может быть применен вакуум-дренаж.

Выпуск дренажной воды внутрь напорных туннелей и шахт можно предусматривать по бесклапанной или клапанной схеме.

Первую схему применяют в тех случаях, когда давление подземных вод превышает внутренний напор воды в туннеле.

Вторую, клапанную схему применяют, как правило, в водоводах со стальными облицовками.

9.9. Детальные рекомендации по дренажным устройствам и их расчету приведены в «Указаниях по проектированию дренажа подземных гидротехнических сооружений» ВСН 045-72 (Гидропроект, М., 1973). Пример решения дренажных устройств приведен в прил. 12.

9.10. Примеры расчетов фильтрации воды внутрь туннеля и из туннеля приведены в прил. 13—15.

## 10. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УЧЕТУ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

10.1. При проектировании гидротехнических туннелей, сооружаемых в районах, подверженных землетрясениям силой 7, 8 и 9 баллов по шкале ГОСТ 6249—52, необходимо учитывать сейсмические условия строительства и эксплуатации туннелей.

10.2. Основной задачей обеспечения сейсмостойкости гидротехнических туннелей является предупреждение возможности их разрушения во время землетрясений или таких повреждений, которые могут вызвать катастрофические последствия (например, затопления объектов народного хозяйства) или привести к затруднениям аварийно-восстановительных работ по ликвидации последствий землетрясения.

10.3. Исходная сейсмичность района строительства туннеля назначается по картам сейсмического районирования СССР в соответствии с главой СНиП II-A.12-69 \* «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования».

10.4. При выборе трассы туннеля, строящегося в районах с указанной в п. 10.1 сейсмичностью, рекомендуется: а) избегать участки пород с большим горным давлением, зоны тектонических нарушений, сильной трещиноватости и места резкого изменения физико-механических свойств пород; б) отдавать предпочтение вариантам трассы, которые проходят в более крепких и однородных по сейсмической жесткости (произведение скорости распространения сейсмических волн в породе на плотность последней) породах и с менее резким изменением рельефа над туннелем; в) избегать оползневые участки.

10.5. Расчетная сейсмичность участков гидротехнических туннелей, согласно разделу 5 главы СНиП II-A.12-69 \*, принимается такой же, как и для других гидротехнических сооружений.

При проектировании напорных туннелей III и IV классов, разрушение которых не приводит к катастрофическим последствиям, и безнапорных туннелей всех классов оценка сейсмичности участков туннеля производится по приложениям 1 и 2 главы СНиП II-A.12-69 \* с учетом инженерно-геологических условий согласно табл. 10.1 (по согласованию с утверждающей проект инстанцией).

Таблица 10.1

Категория грунта по сейсмичес- ким свойс- твам	Группы основания	Уточненная интенсив- ность, баллы, при сейсмичности района		
		7	8	9
I	Скальные и полускальные породы и крупнообломочные особо плотные грунты	6	7	8
II	Глины и суглинки твердые, крупнообломочные грунты, гравийно-галечные и крупнозернистые песчаные грунты	7	8	9
III	Глины и суглинки мягко- и текучепластичные, пески средней крупности и мелкие	8	9	св. 9

Примечания: 1. В районах сейсмичностью 6 баллов уточненную сейсмичность порталных участков гидротехнических туннелей, возводимых на грунтах III категории, следует принимать равной 7 баллам.

2. Строительство гидротехнических сооружений на грунтах III категории в районах сейсмичностью 9 баллов разрешается только при специальном обосновании.

**10.6.** На стадии составления проекта необходимо уточнять сейсмичность участков туннелей с учетом проведенных специальных исследований в процессе изысканий.

Расчетная сейсмичность участка на период строительства снижается на 1 балл.

Примеры определения сейсмичности даны в прил. 16.

**10.7.** При расчете гидротехнических туннелей на нагрузки с учетом сейсмических воздействий допускается возможность возникновения остаточных деформаций (трещин, сколов, смещений), не приводящих к обрушению и вывалам частей обделки.

**10.8.** При проектировании гидротехнических туннелей в сейсмических районах предусматривают конструктивные антисейсмические мероприятия в соответствии с п. 1.3 главы СНиП II-A.12-69\*.

На участках резкого изменения рельефа земной поверхности над туннелем (при необходимости проведения трассы в этих условиях) обделки проектируют железобетонные с конструктивным армированием в продольном и поперечном направлениях.

Припортальные подпорные стены могут проектироваться из бетона и железобетона, а лобовые порталные стены рекомендуется проектировать из железобетона.

В районах с сейсмичностью 9 баллов обделки припортальных участков туннелей рекомендуется проектировать железобетонными.

**10.9.** В районах сейсмичностью 9 баллов обделки всех участков туннеля, проходящих на глубине до 50 м, проектируют железобетонными.

Обделки туннелей, строящихся в районах с расчетной сейсмичностью более 7 баллов, рекомендуется проектировать замкнутыми.

Во избежание концентрации напряжений рекомендуется конструкции обделок проектировать обтекаемой формы.

**10.10.** Для предотвращения возможного вывала части обделки (который выявлен при расчетах) рекомендуется анкеровка этой части свода туннеля в породу (анкерная крепь в сочетании с металлической сеткой или с местным армированием свода наружной и внутренней арматурой).

**10.11.** Для компенсации продольных деформаций обделки по длине туннеля устраивают деформационные сейсмические швы.

Места сопряжения туннелей с другими подземными сооружениями выполняются из железобетона с устройством деформационного шва.

В местах контакта пород с существенно разной сейсмической жесткостью и тектонических наружений (разломов) независимо от расстояния до ближайшего сейсмического шва следует устраивать дополнительные деформационные швы.

**10.12.** Конструкция деформационного сейсмического шва должна допускать взаимное смещение элементов обделки без силового воздействия элементов друг на друга при деформациях с сохранением противофильтрационных свойств обделки.

**10.13.** Подпорные припортальные стены туннелей, включая фундамент, разделяют сквозными вертикальными швами на секции шириной 15 м при сейсмичности 7 баллов, а при сейсмичности 8 и 9 баллов — 10 м. Швы рекомендуется располагать так, чтобы подошва каждой секции опиралась на однородный по степени сжимаемости грунт.

**10.14.** В районах сейсмичностью 9 баллов для предотвращения отрицательного влияния податливости основания на сейсмостойкость



припортальной подпорной стены рекомендуется доводить фундамент стены до скального или полускального грунта или производить искусственное уплотнение основания.

**10.15.** Склоны над порталами туннелей и откосы припортальных выемок для предотвращения завалов входа в туннели при землетрясении рекомендуется укреплять.

**10.16.** Для стационарных наблюдений сейсмических колебаний в гидротехнических туннелях рекомендуется предусматривать размещение измерительной аппаратуры: одного комплекта — у портала, другого — в месте наибольшей глубины заложения туннеля. Аппаратуру располагают в специальных камерах (нишах), обеспечивающих условия, необходимые для нормальной работы аппаратуры.

**10.17.** Нагрузки от сейсмических воздействий, расчеты обделок гидротехнических туннелей на сейсмические воздействия и расчет прочности туннелей без обделок при сейсмических воздействиях приведены в гл. 4 II части настоящего Руководства.

## **11. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ**

**11.1.** В суровых климатических условиях Крайнего Севера и в районах распространения вечной мерзлоты при благоприятных топографических и геологических условиях подземное расположение гидротехнических сооружений по сравнению с открытым расположением имеет ряд преимуществ: возможность производства работ в течение всего года независимо от климатических условий, лучшие условия эксплуатации, меньшие эксплуатационные издержки и др.

**11.2.** Массив вечномерзлых трещиноватых скальных и полускальных горных пород можно рассматривать как сложную механическую систему, состоящую из отдельных пород — блоков и слоев различных размеров и форм, сцементированных льдом или льдонасыщенными дисперсными образованиями.

Характерной особенностью вечномерзлых коренных трещиноватых горных пород является заполнение всех естественных трещин (независимо от их происхождения) льдом или льдом с различными рыхлыми заполнителями.

Показателем содержания ледяных включений в трещиноватых скальных и полускальных породах является объемная льдистость, т. е. отношение объема льда к объему мерзлой породы (выражается в процентах). Как правило, наибольшая льдистость имеет место в верхней части массива, в зонах интенсивного выветривания и разгрузки, с глубиной льдистость уменьшается.

Наибольшей льдистостью характеризуются зоны тектонических нарушений массива пород, особенно те участки их, где порода разрушена до обломков.

Объемная льдистость одной из наиболее часто встречающейся разновидности мерзлых горных пород — гранита — на предварительных стадиях проектирования может быть принята:

для гранитов сохранных, трещиноватых — от долей % (слаботрещиноватые) до 2% (среднетрещиноватые),

для гранитов зоны выветривания и разгрузки, сильнотрещиноватых — 5—10%;

для гранитов тектонических зон и разрушенных — 10—50%.

11.3. Для проектирования гидротехнических туннелей в условиях вечной мерзлоты необходимо определять следующие инженерно-геологические данные:

расчетные величины упругих и прочностных характеристик вечномерзлых горных пород в мерзлом и талом состояниях;

характер и степень трещиноватости и льдистости мерзлых горных пород, наличие отдельных линз льда;

теплофизические характеристики горных пород;

температура вечномерзлых пород;

температурное поле при установившемся тепловом режиме, образующееся в массиве вечномерзлых пород в период эксплуатации туннелей;

данные о криогенной структуре;

данные о размере таликов и о скоростях фильтрационного потока в них.

Кроме того, необходимо знать температуру воды, протекающей по туннелю.

11.4. Механические (прочностные и деформативные) свойства вечномерзлых горных пород существенно зависят от их льдистости и температуры. Эти свойства изменяются в зависимости от температурного режима массива.

Прочность вечномерзлых трещиноватых пород в монолите больше прочности их в талом состоянии.

Сжимающие напряжения для вечномерзлых пород не являются определяющими.

Величина сопротивления растяжению вечномерзлых трещиноватых пород определяется деформациями сдвига по ледяным прослойкам. В случаях, когда сдвиг по ледяным прослойкам ограничен, предельное сопротивление растяжению определяется в основном величиной сопротивления льда отрыву от породы.

Сопротивление сдвигу скальных и полускальных вечномерзлых горных пород в мерзлом состоянии увеличивается по сравнению с сопротивлением сдвигу в талом состоянии. Угол внутреннего трения мерзлых пород следует принимать равным углу внутреннего трения этих же пород в талом состоянии.

11.5. Вечномерзлые трещиноватые коренные горные породы обладают реологическими свойствами — способностью изменять во времени напряженно-деформированное состояние. Под влиянием нагрузки в вечномерзлых породах развиваются длительные по времени деформации (явление ползучести).

Величина и скорость ползучести вечномерзлых пород определяется количеством и распределением льда в породе и температурой мерзлой толщи. При напряжениях меньше предела длительной прочности ползучесть имеет затухающий характер. При напряжениях, превышающих этот предел, создаются условия для разрушения контактов между породой и льдом и последующего разрыва сплошности пород.

11.6. Изменения температурного режима вечномерзлых горных пород существенно влияют на их несущую способность, устойчивость обнажений и сопротивляемость внешним нагрузкам.

Образование зон оттаивания вокруг гидротехнических туннелей приводит к увеличению нагрузок на обделку за счет резкого сокращения прочности и устойчивости пород, попадающих в эти зоны. Возможное периодическое промерзание и оттаивание пород приводит к их дальнейшему разрушению.

В связи с этим при проектировании гидротехнических туннелей необходимо определять характер и интенсивность изменений температурного режима вечномерзлых пород, а также величины и конфигурации зон оттаивания, образующиеся в процессе строительства и эксплуатации туннелей. Классификация основных теплофизических задач и способы их решения приведены в прил. 17, а теплофизические характеристики горных пород — в прил. 18.

11.7. Температурный режим вечномерзлых горных пород, окружающих гидротехнический туннель, определяется во время строительства главным образом условиями проветривания, а в эксплуатационный период в основном условиями его эксплуатации (напорный или безнапорный режим).

В первые годы эксплуатации гидротехнических туннелей в окружающем массиве вечномерзлых пород наблюдается неустойчивый температурный режим, связанный с длительным процессом оттаивания и прогрева мерзлых пород, после которого наступает установившийся или квазиустановившийся (связанный с сезонным колебанием температур) тепловой режим.

11.8. Продолжительность существования неустойчившегося температурного режима, величина и конфигурация зоны оттаивания вечномерзлых горных пород вокруг гидротехнических туннелей зависят от следующих факторов:

температуры вечномерзлых горных пород в естественном состоянии;

теплофизических характеристик горных пород;

геометрических размеров туннеля;

глубины заложения от дневной поверхности;

режима эксплуатации туннеля (напорный или безнапорный);

температуры воды, протекающей по туннелю;

фильтрационных свойств горных пород в талом состоянии;

для безнапорного туннеля — температуры проникающего в туннель наружного воздуха, степени заполнения туннеля водой и амплитуды изменения уровня воды в течение года;

наличия в непосредственной близости других сооружений, а также водоемов (водохранилищ, бассейнов и т. п.).

11.9. Неустойчивый тепловой режим в скальном массиве вокруг напорного гидротехнического туннеля характеризуется следующими особенностями:

интенсивность процесса протаивания вечномерзлых горных пород носит асимптотически затухающий характер, т. е. наибольшая интенсивность протаивания наблюдается в первые годы эксплуатации туннеля, а затем она постепенно затухает;

с ростом перепада температур (между протекающей по туннелю воды и поверхностью скалы) продолжительность и интенсивность процесса протаивания горных пород вокруг туннеля при прочих равных условиях возрастают;

с увеличением площади сечения туннеля при прочих равных условиях наблюдается увеличение продолжительности процесса протаивания, его интенсивности и конечной глубины;

количественная картина динамики протаивания вечномерзлых горных пород при прочих равных условиях в значительной степени зависит от теплофизических свойств горных пород; наибольшая интенсивность процесса протаивания с наименьшей продолжительностью периода протаивания наблюдается в изверженных породах (гнейсах, базальтах и др.), наименьшая интенсивность при наибольшей длительности периода протаивания — в осадочных породах (из-

вестняках); с увеличением глубины заложения туннель будет попадать в область вечномерзлых горных пород с более высокой отрицательной температурой, поэтому с возрастанием глубины заложения туннеля размеры зоны оттаивания будут увеличиваться.

11.10. По окончании периода стабилизации температурного режима вечномерзлых горных пород (установившийся тепловой режим) вокруг напорного туннеля образуется ореол оттаивания, имеющий форму вытянутого вдоль вертикальной оси эллипса (рис. 11.1). Форма поперечного сечения туннеля на конфигурацию конечного ореола оттаивания заметного влияния не оказывает.

Температурное поле вокруг двух или нескольких напорных туннелей, расположенных на расстоянии до трех диаметров друг от друга, создает общий ореол оттаивания горных пород (рис. 11.2). При этом вечномерзлые породы, находящиеся между туннелями, прогреваются до положительных температур.

Для ориентировочного определения установившегося температурного режима вечномерзлых горных пород напорных гидротехнических туннелей могут быть рекомендованы графики, приведенные в прил. 19. Графики построены для семи районов возможного строительства гидротехнических туннелей.

11.11. Величина и конфигурация зоны оттаивания вокруг безнапорных туннелей зависит от времени года: в зимний период зона сокращается и форма ее определяется в основном положением уровня воды в туннеле; в летний период зона оттаивания увеличивается. Вследствие этого вокруг некоторой части туннеля образуется область шириной 4—5 м, в пределах которой горные породы находятся то в мерзлом, то в талом состоянии. Характерные тепловые режимы вокруг безнапорного туннеля показаны на рис. 11.3.

11.12. В отличие от обычных горно-геологических условий в вечномерзлых породах горное давление в выработках в начале увеличивается очень медленно или совсем не проявляется, а затем, по мере оттаивания, постепенно нарастает.

Период его стабилизации может быть длительным. Нарастание горного давления в мерзлых породах происходит также при повышении их температуры и связано с реологическими свойствами льда и льдонасыщенного материала, заполняющих трещины в породе.

В вечномерзлых скальных породах со слабой трещиноватостью давление пород на обделку туннеля будет незначительным или совсем не будет проявляться. Если же туннель проходит в трещиноватых породах со значительной льдистостью и в результате эксплуатации туннеля создается постоянный ореол оттаивания, величина давления горных пород на обделку зависит от величины зоны оттаивания.

11.13. Прогнозирование величины и характера проявления горного давления в вечномерзлых горных породах для различных стадий проектирования и в зависимости от назначения сооружения может быть осуществлено следующими способами:

экспериментальным путем в опытных выработках (штольнях, камерах), расположенных в условиях, аналогичных проектируемому туннелю, при искусственном оттаивании массива вечномерзлых пород;

физическим моделированным методом эквивалентных материалов;

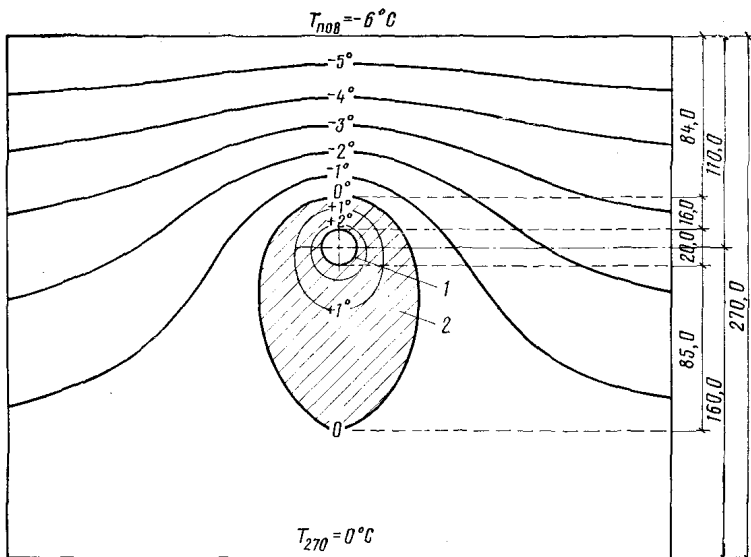


Рис. 11.1. Установившийся тепловой режим вокруг напорного туннеля диаметром 20 м при температуре воды  $+3^\circ\text{C}$ :  
1 — туннель; 2 — зона оттаивания

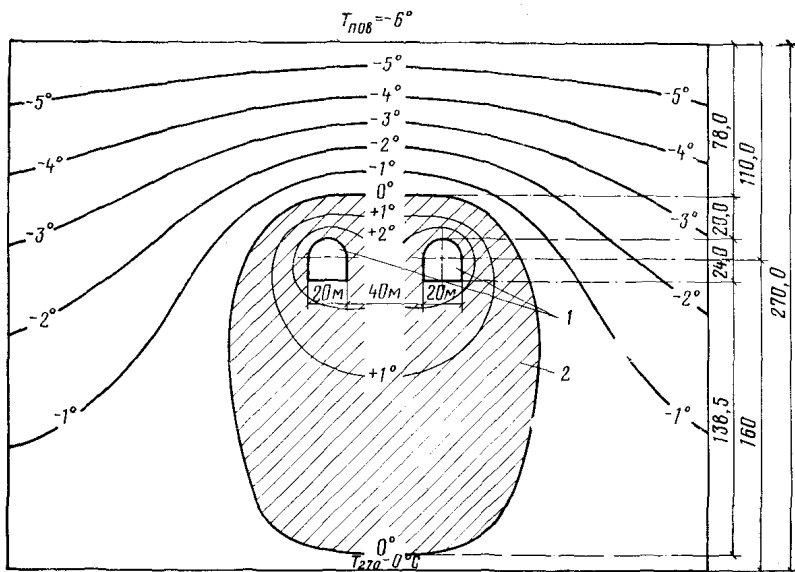
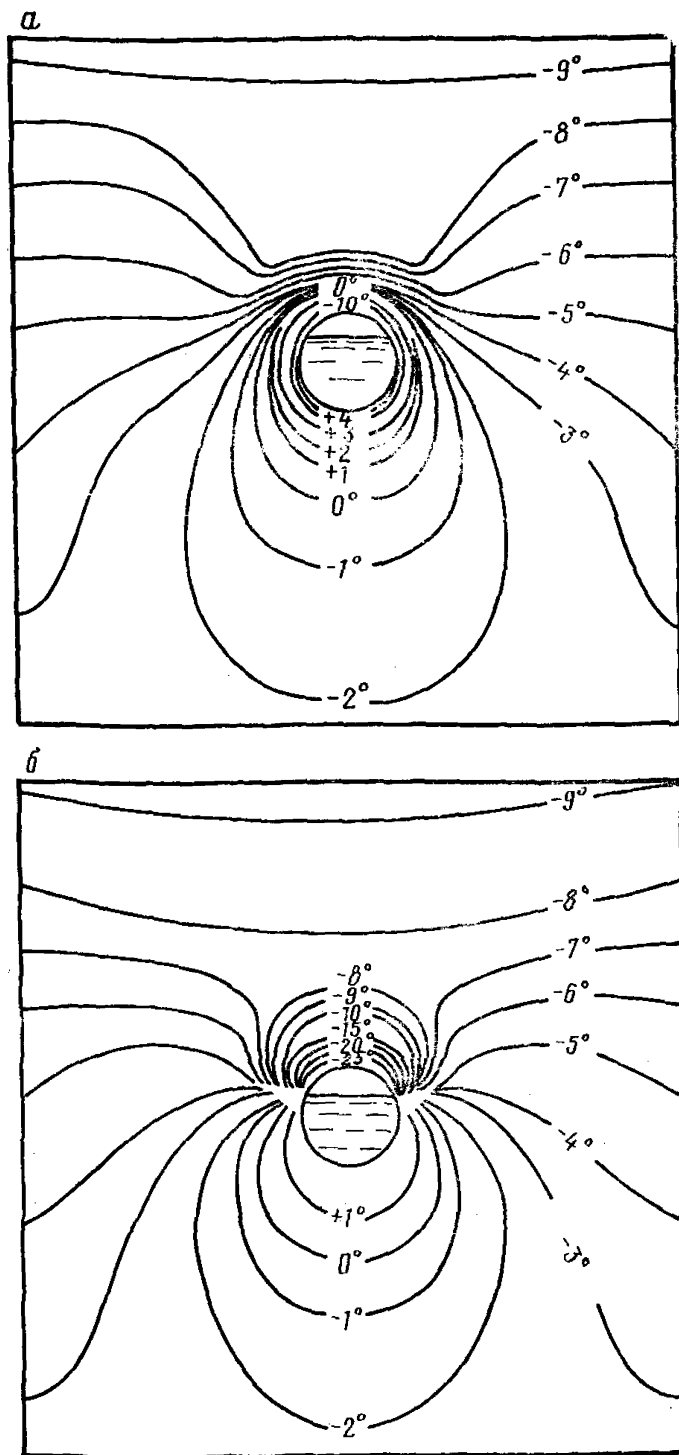


Рис. 11.2. Установившийся тепловой режим вокруг двух параллельно расположенных напорных туннелей:  
1 — туннель; 2 — зона оттаивания



**Рис. 11.3. Квазиустановившийся тепловой режим вокруг безнапорного туннеля диаметром 18 м при глубине заложения 90 м на 20-ый год эксплуатации:**

*а* — на 31 июля при температуре воздуха  $13,7^{\circ}\text{C}$  и температуре воды в туннеле  $6,3^{\circ}\text{C}$ , *б* — на 31 января при температуре воздуха  $-36,4^{\circ}\text{C}$  и температуре воды  $2,5^{\circ}\text{C}$

детальной инженерно-геологической разведкой и расчетом напряженного состояния массива вокруг туннеля методом конечных элементов для различных условий;  
сопоставлением с аналогами.

**11.14.** Если по условиям эксплуатации гидротехнический туннель, расположенный в вечномерзлых породах, может работать в напорном или безнапорном режиме, то при прочих равных условиях предпочтение следует отдавать напорному туннелю по следующим соображениям:

образующееся в массиве вечномерзлых горных пород над безнапорным туннелем переменное поле сезонных температур приводит к постепенному разрушению горных пород, а следовательно, к снижению их несущей способности;

напорный туннель по сравнению с безнапорным работает в более благоприятных и постоянных температурных условиях;

обделка безнапорного туннеля работает в условиях неравномерного распределения температуры по ее сечению и толщине, она подвержена колебаниям температуры, связанным с изменениями уровня воды в туннеле и временами года;

в условиях неглубокого заложения безнапорного туннеля процесс выхолаживания расположенного над сводом туннеля горного массива может привести к обмерзанию части внутренней поверхности туннеля. При проектировании безнапорных туннелей необходимо предусматривать мероприятия для исключения обмерзания сводовой части и действия морозного пучения из-за сезонного оттаивания и замораживания горных пород выше уровня протекающей воды.

**11.15.** При проектировании гидротехнических туннелей необходимо учитывать возможность некоторой осадки их, связанной с образованием под ними зоны оттаивания вечномерзлых горных пород. Величина возможной осадки зависит от степени трещиноватости и льдистости пород.

В случае оттаивания всего массива вечномерзлых горных пород, расположенных над гидротехническим туннелем, особенно когда толщина этих пород сравнительно небольшая, можно ожидать некоторой осадки поверхности, которую следует учитывать при размещении поверхностных сооружений.

**11.16.** В соответствии с п. 5.4 (4.3) безнапорные и напорные туннели, проходящие в вечномерзлых скальных породах, не теряющих устойчивости при изменении температурного режима, допускается проектировать без обделки с учетом требований пп. 5.2 и 5.3.

**11.17.** В безнапорных и напорных туннелях, проходящих в слаботрещиноватых и трещиноватых вечномерзлых скальных породах (при скорости потока до 10 м/с и глубине заложения не менее половины величины внутреннего напора воды в метрах), рекомендуется взамен бетонных и железобетонных обделок применять крепь из железобетонных анкеров в сочетании (в трещиноватых породах) с набрызгбетоном. При этом необходимо экспериментально обосновывать устойчивость породно-анкерных сводов и стен туннелей при расчетном изменении температурного режима (прил. 20).

**11.18.** При неравномерном распределении льда и льдонасыщенного заполнителя трещин в окружающем туннель массиве осадки породы и нагрузки на обделку будут также неравномерными и могут достигать больших значений. В этих условиях целесообразно применять податливые конструкции обделок, способные перераспределять усилия без нарушения целостности.

11.19. Расчетную величину гидростатического давления грунтовых вод принимают по пьезометрическому уровню, определенному на основании данных исследования условий протаивания горных пород вокруг туннеля с учетом влияния водохранилища и других соседних сооружений. При этом учитывают результаты, достигнутые при проведении мероприятий по снижению уровня грунтовых вод.

11.20. В проектах гидротехнических туннелей I и II классов, сооружаемых в вечномерзлых горных породах, следует предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры. Состав наблюдений, способы наблюдений и контрольно-измерительная аппаратура определяются специальным проектом в зависимости от типа и назначения туннеля в соответствии с п. 1.15 (1.7).

Устанавливаемая контрольно-измерительная аппаратура должна дополнительно обеспечить наблюдения за температурным режимом массива горных пород, окружающих туннель, изменениями термонапряженного состояния обделки туннеля и окружающих пород, а также за осадками туннелей и дневной поверхности, вызванными изменением температурного режима массива горных пород.

11.21. При назначении марки бетона обделки гидротехнического туннеля, расположенного в вечномерзлых горных породах, учитывают возможность периодического замораживания и оттаивания бетона.

## **12. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТУННЕЛЕЙ ДЛЯ ПРОПУСКА СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСХОДОВ**

12.1. При наличии в составе сооружений гидроузла постоянных гидротехнических туннелей проектирование туннелей для пропуска строительных расходов рекомендуется начинать с рассмотрения возможности и экономической целесообразности использования для пропуска строительных расходов туннелей, предназначенных для постоянной эксплуатации, или части их.

12.2. При рассмотрении вариантов использования постоянных гидротехнических туннелей или части их для пропуска строительных расходов сопоставляют затраты на ремонт обделки постоянного туннеля или его части после окончания пропуска по нему строительных расходов с затратами на выполнение мероприятий по защите обделок от повреждений.

12.3. При проектировании туннелей для пропуска строительных расходов прогнозируют возможную величину абразивного и кавитационного износа обделки туннелей. Разрешается допускать такую величину износа обделки, при которой обеспечивается прочность и устойчивость обделки и выработки (окружающих туннель горных пород), руководствуясь при этом «Рекомендациями по учету кавитации при проектировании водосбросных гидротехнических сооружений» (ВНИИГ. Л., 1976).

12.4. В случае необходимости уменьшения износа обделки лотка и стен влекомыми наносами в туннелях для пропуска строительных расходов рекомендуется рассматривать варианты с аккумуляцией наносов в верхнем бьефе за счет подъема отметки водозабора после перекрытия русла, создания специальных ловушек или емкости в русле и др.

12.5. В туннелях, работающих при высоких скоростях движения воды, вызывающих кавитацию, способную привести к недопустимой эрозии обделки, рекомендуется предусматривать в проекте одно (или



несколько) из следующих мероприятий: устройство аэраторов, снижение шероховатости отделки, применение износостойких бетонов, устройство кавитационно-стойких покрытий.

Применение защитных стальных облицовок допускается в исключительных случаях на небольшой длине туннеля, непосредственно за затвором, при обязательном технико-экономическом обосновании.

**12.6.** В связи с тем что наибольшему абразивному и кавитационному износу подвергаются лотки туннелей, расчетную схему отделки туннелей для пропуска строительных расходов рекомендуется выбирать такой, чтобы после частичного или полного износа лотка обеспечивалась устойчивость стен и свода туннеля.

**12.7.** При выборе трассы туннеля, схемы сопряжения бьефов и конструкции его конечного сооружения учитывают необходимость защиты от подмыва выходного портала туннеля и примыкающих к нему сооружений, интенсивного размыва противоположного берега и завала русла продуктами размыва.

Для защиты выходного портала от подмыва предусматривают носки-трамплины или анкерно-цементные зубья (см. рис. 7.16). Выбор способа защиты портала определяется технико-экономическими расчетами.

**12.8.** Для осмотра и возможного ремонта туннелей для пропуска строительных расходов, работающих при высоких скоростях воды, способных вызвать опасную для его устойчивости кавитационную эрозию, в проекте предусматривают возможность доступа в туннель в межпаводковый период, используя для этого по возможности подходные выработки, проходимые в период строительства. В месте сопряжения подходной выработки с туннелем предусматривают быстроразбираемые устройства, после удаления которых обеспечивается проезд строительных механизмов в туннель. Если вход в туннель со стороны выходного портала невозможен, то для входа людей предусматриваются специальные лазы.

**12.9.** Если проектом предусматривается отключение туннелей для пропуска строительных расходов, то рекомендуется выбирать для этой цели наиболее простые и надежно действующие затворные устройства.

**12.10.** Заделку туннеля для пропуска строительных расходов проектируют на минимально необходимой длине, определяемой статическими и фильтрационными расчетами. При этом в случае необходимости предусматривают мероприятия, предохраняющие от разрушения отделку туннеля ниже пробки и от потери воды на фильтрацию в неликвидируемую часть туннеля.

При выборе места заделки туннеля для пропуска строительных расходов учитывают:

общую картину фильтрации в основании плотины;

целесообразность использования неликвидируемой части туннеля для дренирования бортов каньона реки с целью повышения их устойчивости и организованного отвода воды, профильтровавшейся в обход плотины;

возможность сосредоточенной фильтрации воды из расположенной выше пробки занепопленной части туннеля в соседние «сухие» подземные выработки (грузовые и аэрационные туннели, помещения подъемных механизмов, машзал и др.).

**12.11.** На участках возведения бетонных пробок целесообразно устраивать отделку переменной толщины во внешнюю сторону, работающую на заклинивание в породу после постановки пробки под напор. Во внутренней части отделки на участке пробки можно так-

же устраивать конические переходы, если это допустимо по гидравлическим условиям.

**12.12.** Если туннели для пропуска строительных расходов (или части их) используются при постоянной эксплуатации гидроузла, то класс таких туннелей (или части их) определяется по признакам, относящимся к постоянным сооружениям.

**12.13.** Плановое расположение туннеля для пропуска строительных расходов следует назначать таким образом, чтобы не вызывать интенсивного размыва противоположного берега против выходного портала и завала русла реки продуктами размыва с учетом рекомендаций, изложенных в п. 12.7, а также условий производства подземных работ.

**12.14.** Высотное положение строительных туннелей определяется: для нижнего яруса — на основании технико-экономического сопоставления вариантов с учетом стоимости перемычек, а также возможности перекрытия русла реки. В случае, если нижний ярус туннеля работает в период наполнения водохранилища с регулированием расходов воды при больших напорах или скоростях потока более 15—20 м/с, то дополнительно рассматривается целесообразность создания в верхнем бьефе емкости для аккумуляирования в нем влечкомых наносов;

для вышележащих ярусов — величиной допустимого напора на регулирующие затворы при заданной пропускной способности туннеля;

необходимостью вынужденной сработки водохранилища в строительный период или ниже уровня мертвого объема в первые годы нормальной эксплуатации гидроузла, а также исходя из требования ирригации, водоснабжения или других причин.

При этом необходимо учитывать возможность заиления водохранилища.

**12.15.** В туннелях нижних ярусов, транспортирующих донные наносы и имеющих некруговое очертание, поверхность лотка целесообразно устраивать двухскатной по направлению к середине лотка с уклоном, примерно, 0,02. При наличии поворотов трассы туннеля в плане на криволинейных участках рекомендуется в плоском лотке туннеля устраивать виражи с целью исключения поперечной циркуляции потока и вследствие этого неравномерного истирания обделки лотка наносами. Возможно также применение на криволинейных участках защитных полимерных покрытий лотка.

В местах сопряжения лотка со стенами поверхность вута рекомендуется принимать плоской.

При двухпролетной камере затворов целесообразно рассматривать вариант отводного участка туннеля с устройством продольной раздельной стенки.

**12.16.** При технико-экономическом расчете площади поперечного сечения туннеля нижнего яруса с целью сокращения размеров туннеля и перемычки целесообразно рассматривать вариант пропуска строительных расходов с затоплением котлована экстремальными паводками и переливом части расхода через гребень недостроенной плотины и перемычки.

**12.17.** Для уменьшения силового воздействия переменного режима на обделку туннеля целесообразно либо сокращать продолжительность работы туннеля в этом режиме посредством маневрирования затворами, либо путем подбора на модели высотного положения и уклона трассы сделать этот режим гидродинамически более благоприятным.

12.18. Основные технические характеристики и эксплуатационные показатели некоторых отечественных туннелей для пропуска строительных расходов приведены в прил. 21 и 22.

### **13. ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИИ ПОДЗЕМНЫХ РАБОТ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ТУННЕЛЬНЫХ ОБДЕЛОК**

13.1. При производстве работ по сооружению гидротехнических туннелей следует руководствоваться указаниями глав СНиП III-44-77 «Туннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены», СНиП III-45-76 «Сооружения гидротехнические, транспортные, энергетические и мелиоративных систем» и «Правил безопасности при строительстве подземных гидротехнических сооружений» (М., Недра, 1978).

13.2. Принимаемые в проекте конструкции обделок туннелей должны быть технологичны: при их проектировании должна быть учтена современная прогрессивная технология горных и бетонных работ, конструктивные решения не должны усложнять производство работ и контроль их качества.

Если принятая технология связана с необходимостью увеличения объемов работ (например, выносные пяты свода, горизонтальная вставка в нижней части туннеля кругового сечения), то оно должно быть минимальным.

13.3. Следует иметь в виду, что сооружение туннелей больших сечений может производиться по частям сечения: разработка подсводной части сечения и бетонирования свода, разработка нижней части (частей) сечения — нижнего уступа (уступов) и бетонирования стен (частей стен) и лотка.

При проектировании туннелей больших сечений, обделки которых возводятся по частям (свод, стены, лоток), в проекте туннелей рекомендуется приводить мероприятия по обеспечению устойчивости и монолитности обделки (тип конструкции стыков отдельных частей обделки, выпуски арматуры, способ их соединения и др.).

13.4. При проектировании монолитных бетонных обделок могут быть разрешены отдельные минимальные недоборы породы по контуру, величины которых по площади и высоте определяются расчетом.

13.5. В проекте туннеля следует указывать допустимые минимальные сроки распушки, определяемые по расчетам на нагрузки строительного периода.

13.6. В проекте гидротехнического туннеля указываются требования к внутренней поверхности обделки.

При проектировании туннелей без обделки помимо коэффициента шероховатости скальной поверхности указывают требования к буровзрывным работам (применение метода контурного взрывания и ограничение веса взрывааемых одновременно зарядов взрывчатых веществ), которые обеспечивают наибольшую сохранность поверхности скалы и приближение контура выработки к проектному, а также возможные мероприятия по снижению естественной шероховатости скальной поверхности после проходки туннеля (срубка отдельных выступов, заполнение торкретом или набрызгбетоном значительных углублений, выравнивающие покрытия и др.).

13.7. При сооружении гидротехнических туннелей в горных породах, находящихся в зонах больших тектонических нарушений, про-

ходящих в пучащихся породах и прочее, в проекте рекомендуется указать наиболее целесообразную очередность производства работ по проходке туннеля и возведению отделки. В частности, может быть рекомендовано на каждой заходке после взрывания и уборки породы на поверхность выработки наносить набрызгбетон и устанавливать железобетонные анкеры с последующим повторным набрызгом бетона или же возведение постоянной отделки туннеля осуществлять после стабилизации деформаций окружающего массива горных пород.

**13.8.** При проектировании туннелей в сложной инженерно-геологической обстановке рекомендуется предусмотреть бурение передовых скважин из забоя выработки в процессе строительства и проведение специальных исследований кернов в выбросоопасных породах.

Примером проходки туннеля в сложных инженерно-геологических условиях при большом горном давлении, высокой температуре среды, прорывах грунтовых вод, выбросах породы и газа является сооружение туннеля для переброски реки Арпы в озеро Севан.

**13.9.** При сооружении напорных гидротехнических туннелей кругового сечения по условиям производства работ и транспорта во время строительства в нижней части сечения вводят горизонтальную вставку, которая облегчает производство работ, но ухудшает статическую работу отделки и увеличивает объем вынимаемой породы и укладываемого бетона. Это обстоятельство следует учитывать при проектировании отделки, а также при подсчете объемов работ.

В проекте также рекомендуется указать способ заполнения вынужденных переборов породы более дешевым, по сравнению с конструктивным бетоном, материалом (камнебетон и др.), а также дать указания по размещению внешнего ряда арматуры, передвижка которого в сторону породы не рекомендуется.

**13.10.** В проекте гидротехнического туннеля рекомендуется указать схему и способы частичной или полной ликвидации подходов и вспомогательных выработок, используемых в период строительства: конструкция и размеры пробок в местах сопряжений подходов и вспомогательных выработок с гидротехническими туннелями, необходимость и материал заполнения остальной части этих выработок и заделки их порталных частей.

**13.11.** При проектировании туннелей, сооружаемых в вечномерзлых скальных породах, следует учитывать температурный режим при строительстве и способ предохранения бетона от замерзания после укладки его в опалубку отделки (предварительный обогрев горных пород, подогрев бетона, электроподогрев бетона, термоактивные щиты опалубки, применение добавок, обеспечивающих сохранение в бетоне жидкой фазы при температуре ниже 0° С). Эти данные влияют на величину нагрузки строительного периода, сроки распалубки, прочность бетона отделки и др.

Укладка бетонной смеси (или набрызгбетона) без обогрева скальной поверхности выработки разрешается при экспериментальном обосновании.

**13.12.** Контроль качества строительства гидротехнического туннеля производится в соответствии с требованиями главы СНиП III-45-76 и других нормативных документов.

Правила приемки выполненных работ по строительству гидротехнических туннелей и состав необходимой технической документации (исполнительные чертежи, акты на скрытые работы и др.) установлены в главах СНиП III-44-77, III-45-76 и III-3-76.

## Часть II

# РАСЧЕТЫ ОБДЕЛОК

### 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Данная часть Руководства содержит статические расчеты, расчеты на сейсмические воздействия и подбор сечений обделок гидротехнических туннелей.

1.2. При проектировании обделок кроме настоящего Руководства следует использовать нормативные документы, перечисленные в прил. 28.

1.3. При сложных инженерно-геологических и топографических условиях для особо ответственных подземных сооружений, для близко расположенных выработок, а также для туннелей и камер больших сечений (100 м<sup>2</sup> и более) наряду с расчетами обделок согласно данному Руководству рекомендуется проводить экспериментальные исследования конструкций на моделях и на крупномасштабных стендах, а также в специальных опытных штольнях.

### 2. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

2.1. Настоящая глава составлена в развитие разделов 7, 8 СН 238-73 с учетом главы СНиП II-50-74 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования».

2.2(8.1). Расчеты обделок гидротехнических туннелей надлежит производить по методу предельных состояний в соответствии с требованиями общесоюзных норм и правил на проектирование строительных конструкций и оснований, а также на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

2.3(8.2). Расчет обделок туннелей должен производиться:

а) по несущей способности на прочность и в необходимых случаях с проверкой устойчивости формы конструкции (первая группа предельных состояний);

б) по трещиностойкости, если трещины не допускаются, или по раскрытию трещин, если раскрытие их допустимо по условиям долговечности обделки туннеля, сохранности массива, а также по величине фильтрационного расхода воды из туннеля (вторая группа предельных состояний).

2.4. Расчеты обделок по первой группе предельных состояний производятся со следующими коэффициентами:

коэффициент перегрузки  $n$ , принимаемый по табл. 2.1(11);

коэффициент надежности  $k_n$ , принимаемый для сооружений I класса равным 1,25, II класса — 1,2, III класса — 1,15, IV класса — 1,1;

коэффициент условий работы  $m$ , принимаемый по табл. 2.2(14) (в обозначениях СНиП II-56-77  $m_a = m_b = m$ );

коэффициент сочетаний  $n_c$ , принимаемый для основного сочетания нагрузок равным 1, для сочетания нагрузок в период строительства — 0,95, для особого сочетания нагрузок — 0,9.

Таблица 2.1 (11)

Наименование нагрузок	Коэффициент перегрузки $n$
Вертикальное горное давление:	
от веса породы при сводообразовании	1,5
от веса всей толщи пород над туннелем или от веса нарушенной зоны	1,1 (0,9)
Горизонтальное горное давление	1,2 (0,8)
Собственный вес обделки	1,2 (0,9)
Внутренне давление воды (с учетом гидравлического удара)	1
Давление пульсации потока воды	1,2
Давление подземных вод	1,1 (0,9)
Давление раствора при цементации	1,2 (1)
Давление от механизмов	1,2

Примечания: 1. Указанные в скобках коэффициенты перегрузки относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициентов приводит к невыгодному случаю загрузки обделки туннеля.

2. Для нагрузок, определяемых по результатам натуральных исследований, коэффициент перегрузки следует принимать равным 1.

3. При определении расчетного горизонтального горного давления кроме коэффициента перегрузки горизонтального горного давления учитывается соответствующий коэффициент перегрузки вертикального горного давления.

Классы гидротехнических туннелей определяются согласно главе СНиП II-50-74 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования» с учетом пп. 1.4—1.10 I части настоящего Руководства.

2.5(8.4). Расчет обделок по несущей способности должен производиться на возможные наиболее неблагоприятные основные и особые сочетания расчетных нагрузок с применением расчетных характеристик материалов обделок.

2.6(8.5). Расчет обделок на трещиностойкость и по раскрытию трещин должен производиться на основные сочетания нормативных нагрузок с применением нормативных характеристик материалов обделок; при этом принимается коэффициент надежности  $k_n=1$ .

2.7. Большинство применяемых расчетных схем обделок (см. гл. 4) учитывает наличие односторонних связей между обделкой и породой; при этом принцип независимости действия сил не имеет места, поэтому статические расчеты следует выполнять на все варианты совокупности нагрузок, которые предположительно могут дать наиболее неблагоприятные сочетания.

2.8(8.6). Расчет обделок гидротехнических туннелей всех типов (включая фасонные части стальных оболочек) на любые сочетания нагрузок надлежит производить с учетом отпора породы.

При заложении напорного туннеля на глубине менее трех его диаметров принимаемая величина отпора породы должна быть специально обоснована.

Таблица 2.2 (14)

Вид конструкций	Коэффициент условий работы $m$ при расчете по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
1. Бетонные обделки (в том числе из набрызгбетона и прессованного бетона)	1	0,9 (0,75)
2. Железобетонные обделки (в том числе предварительно напряженные, из армированного набрызгбетона и железоторкретные)	1,15	1,3 (1,15)
3. Комбинированные (двухслойные) обделки, состоящие из внутренней стальной оболочки и наружного бетонного кольца:		
а) при расчете на внутреннее давление прямых участков оболочки и элементов ее усиления, а также воротников и диафрагм	0,85	—
б) при расчете на внутреннее давление участков оболочки фасонных частей (колен, развилок, тройников)	0,75	—
в) при расчете всех участков оболочки на давление подземных вод, раствора при цементации и свежеудожженного бетона	0,75	—
4. Комбинированные (двухслойные) обделки, состоящие из внутренней стальной оболочки и наружного железобетонного кольца	0,9	—

Примечание. Значения коэффициентов, указанных в скобках, должны приниматься при коэффициенте удельного отпора породы  $K_0 < 200$  кгс/см<sup>2</sup>, в породах, подверженных суффозии, выщелачиванию, а также при гидрокарбонатной щелочности воды-среды менее 0,25 мг-экв/л.

**2.9.(8.7).** При расчете обделок напорных туннелей на внутреннее давление с учетом величины отпора породы необходимо, чтобы принимаемая величина давления, передаваемого на породу, не превышала веса толщи пород над туннелем.

Необходимость учета отпора породы при несоблюдении этого условия, а также при расположении напорного туннеля вблизи склона должна быть специально обоснована.

**2.10.(8.9).** Допускаемые величины раскрытия трещин из условия долговечности бетона и сохранности арматуры обделок туннелей I класса должны приниматься по табл. 2.3(15).

**2.11.(8.10).** При расчете бетонных и железобетонных обделок по первой группе предельных состояний модуль упругости бетона обделки  $E_b$  должен приниматься в соответствии с требованиями-

ми строительных норм и правил на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, а при расчете по второй группе предельных состояний — равным 0,7  $E_b$ .

Т а б л и ц а 2.3 (15)

Градиент напора воды $I_H$	Допускаемые величины раскрытия трещин, мм, из условия							
	долговечности бетона при гидрокарбонатной щелочности воды, мг-экв/л				сохранности арматуры при суммарной концентрации ионов $Cl'$ и $SO_4''$ , мг/л			
	0,25	1	2	2,5 и более	до 50	100	200	400— 1000
До 5	0,1	0,18	0,35	0,5	0,5	0,4	0,35	0,3
» 50	0,07	0,15	0,32	0,45	0,5	0,4	0,35	0,3
» 300	0,05	0,12	0,28	0,4	0,4	0,3	0,25	0,2

Примечание. Градиент напора в обделках принимается при коэффициентах фильтрации породы:

а)  $k_f \leq 10^{-4}$  см/с —  $I_H = 1$ ;

б)  $k_f \geq 10^{-2}$  см/с — по формуле  $I_H = \frac{1000 p^n - H_H}{h_{об}}$ ,

где  $p^n$  — внутреннее давление воды, кгс/см<sup>2</sup>;

$H_H$  — напор подземных вод, см;

$h_{об}$  — толщина обделки, см;

в) в интервале  $10^{-4} < k_f < 10^{-2}$  см/с величина  $I_H$  определяется по интерполяции.

2.12. Жесткость при расчете обделок принимается в соответствии с разделом А прил. СН 238-73.

### 3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

3.1(7.1). Нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые).

3.2(7.2). К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся:

горное давление;

собственный вес обделки;

воздействия предварительного напряжения.

3.3(7.3). К временным длительным нагрузкам относятся:

внутреннее давление воды в туннеле при нормальном подпорном уровне в водохранилище;

давление подземных вод.

3.4(7.4). К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся:

давление пульсации потока воды;

внутреннее давление воды в туннеле от гидравлического удара;



температурные климатические воздействия (для стальных оболочек);

давление раствора на обделку (стальную оболочку) туннеля при выполнении цементации;

давление на стальную оболочку от свежесложенного бетона;

давление от механизмов при производстве работ.

**3.5(7.5).** К особым нагрузкам и воздействиям относятся:

сейсмические и взрывные воздействия;

внутреннее давление воды в туннеле при форсированном подпорном уровне или от действия гидравлического удара при полном сбросе нагрузки;

усилия, возникающие вследствие изменения температуры, набухания и усадки бетона, ползучести породы.

**3.6(7.6).** Нагрузки и воздействия надлежит принимать в следующих сочетаниях:

основных, составляемых из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий;

особых, составляемых из постоянных, временных длительных, некоторых кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

**3.7(7.7).** Нагрузки и воздействия должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного и строительного случаев.

**3.8(7.9).** Для безнапорных туннелей I класса и напорных туннелей I и II классов величина горного давления на обделку или крепь туннеля должна определяться натурными исследованиями на участках с характерными инженерно-геологическими условиями. Для остальных классов туннелей величину горного давления допускается определять по пп. 3.9(7.10)—3.13(7.14) или принимать по аналогам.

*Примечание.* Для выработок глубокого заложения (500 м и более) величина горного давления должна определяться специальными методами, учитывающими в определенных условиях пластическое состояние пород, стреляние породы и другие специфические явления.

**3.9(7.10).** Величина горного давления в породах с  $f_{кр} < 4$  должна приниматься равной массе породы в объеме, ограниченном сводом давления, если расстояние от кровли выработки до дневной поверхности больше двух высот свода давления. При меньшем заглублении туннеля величина горного давления принимается равной весу всей толщи пород над ним.

**3.10(7.11).** Нормативные величины вертикального  $q^n$  и горизонтального  $e^n$  горного давления при сводообразовании в породах с  $f_{кр} < 4$  должны приниматься равномерно распределенными по пролету и высоте выработки и определяться по формулам:

$$q^n = \beta \gamma_n h, \quad (3.1)$$

где  $\beta$  — коэффициент, принимаемый при пролете выработки  $B_0 < 6$  м равным 0,7 и при  $B_0 \geq 6$  м равным 1;

$\gamma_n$  — объемный вес породы, тс/м<sup>3</sup>;

$h$  — высота свода давления, м,

при этом

$$h = \frac{L}{2f_{кр}}, \quad (3.2)$$

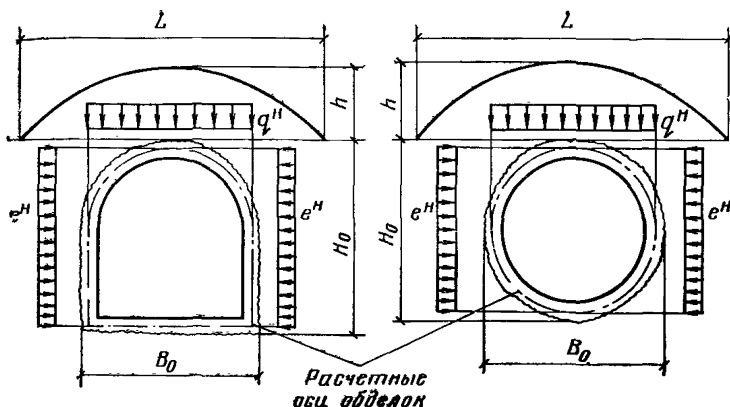


Рис. 3.1. Схемы нагрузок и обозначения к п. 3.10

где  $L = B_0 + 2H_0 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$  — пролет свода давления, м;  
 $H_0$  — высота выработки, м;  
 $\varphi$  — угол внутреннего трения\*;

$$e^H = \gamma_{II} (h + 0,5H_0) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3.3)$$

не более величины вертикального горного давления.

В необходимых случаях (определяемых по инженерно-геологическим данным) следует рассматривать также несимметричное горное давление.

**3.11(7.12).** Величину горного давления в породах с  $f_{кр} \geq 4$  надлежит принимать равной весу породы в объеме нарушенной зоны.

**3.12(7.13).** Нормативная величина вертикального горного давления в породах с  $f_{кр} > 4$  при  $B_0 < 6$  м определяется в соответствии с указаниями п. 3.10(7.11), а при  $B_0 \geq 6$  м — по формуле

$$q^H = \gamma_{II} h_n \quad (3.4)$$

где  $h_n$  — глубина нарушенной зоны, определяемая по указаниям п. 6.5 (5.3).

**П р и м е ч а н и е.** При расчете анкерной крепи в слаботрещинчатых породах при глубине нарушенной зоны более 1,5 м величину  $q^H$  надлежит уменьшать на 20%.

**3.13(7.14).** Горизонтальное горное давление должно определяться:

в породах с  $f_{кр} = 4$  — по формуле (3.3);

в породах с  $f_{кр} > 4$ , как правило, равным нулю;

в сильнотрещинчатых породах  $e^H = 0,1\gamma_{II}H_0$ .

При высоте стен туннеля более 6 м величина горизонтального горного давления определяется из условия предельного равновесия отдельных скальных блоков, отсеченных трещинами.

\* Обычно  $\varphi = \operatorname{arctg} f_{кр}$ .

**3.14.** Арочная металлическая крепь рассчитывается на горное давление, определяемое согласно пп. 3.8(7.9)—3.10(7.11) по условиям строительного периода. Допускается рассчитывать арочную крепь на нормативное горное давление при сроке работы этой крепи до возведения обделки не более одного месяца. Постоянная обделка, включающая в себя упомянутую крепь в качестве жесткой арматуры, рассчитывается: а) по первому предельному состоянию — на полные нагрузки, определяемые по условиям эксплуатационного периода; б) по второму предельному состоянию — на разность нагрузок эксплуатационного и строительного периодов.

**3.15.** Анкерная крепь рассчитывается на горное давление, определяемое согласно пп. 3.11(7.12), 3.12(7.13). При закреплении выработок железобетонными анкерами горное давление на обделки туннелей, как правило, не должно учитываться, за исключением случаев возможного увеличения горного давления, после возведения обделки (например, вследствие проходки близлежащих выработок).

**3.16.** В напорных туннелях, залегающих в размокаемых или набухающих породах с  $f_{кр} < 4$ , величины горного давления  $q^n$  и  $e^n$ , коэффициента удельного отпора породы  $K_0$  и модуля деформации породы  $E_p$ , принимаемые для расчета обделок, должны определяться с учетом изменения свойств массива породы при его водонасыщении в процессе эксплуатации туннеля.

**3.17(7.16).** Величину давления подземных вод надлежит определять при установившемся уровне воды в водохранилище, при этом должно учитываться снижение уровня подземных вод предусмотренными для этих целей дренажными устройствами и цементационными завесами.

#### **4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ОБДЕЛОК**

##### **Общая характеристика рекомендуемых методов, алгоритмов и программ статических расчетов обделок**

**4.1.** Для расчета обделок разработаны и опубликованы различные методы и их модификации. При выборе методик и алгоритмов для включения в настоящее Руководство использованы следующие критерии: соответствие действующим нормативным документам, общность подхода, позволяющая по одному методу рассчитывать разнообразие конструкций, подтверждение эффективности методики опытом практического использования, наличие программ для ЭВМ.

Согласно этим критериям в Руководстве не включен ряд приближенных методик, а также некоторые перспективные методы, пока не прошедшие достаточной практической проверки.

**4.2.** Методы расчета обделок можно разделить на три группы по характеру учета взаимодействия между обделкой и породой: а) взаимодействие не учитывается, обделка рассчитывается на заданные нагрузки; б) нагрузка от породы разделяется на активную и пассивную (отпор), горное давление считается заданным, а отпор определяется расчетом в зависимости от соотношения деформационных характеристик обделки и породы; в) нагрузка на обделку не задается, а определяется в результате решения контактной задачи о взаимодействии обделки и массива горных пород.

Действующие нормативные документы обязывают применять, как правило, методы группы «б»; в настоящем Руководстве соответствующие методики изложены в пп. 4.13—4.25.

Таблица 4.1

Типы обделок	Рекомендуемые методики расчета обделок в зависимости от инженерно-геологических условий и степени их изученности				
	породы, не обеспечивающие отпора	Породы крепкие и средней крепости			
		однородные, изотропные		неоднородные, анизотропные	
		данные только о $f_{кр}, K_0$	подробные натурные данные	данные только о $f_{кр}, K_x, K_y$	подробные натурные данные
Круговые монолитные	БО	М	М, ТТУ	М	ТТУ, МКЭ
Круговые сборные	БО, МК	М, МК	М, ТТУ, МК	М	ТТУ, МКЭ
Круговые комбинированные	МК	М, МК	М, МК	М, МК	МК, МКЭ
Некруговые	БО	М	М, НИИОСП	М	МКЭ
Некруговые при большой толщине обделки	МКЭ	—	МКЭ, НИИОСП	МКЭ	МКЭ
Прианкеренные к породе	—	М	МКЭ, НИИОСП	М	МКЭ
Набрызгбетонная и анкерная крепь	—	НБ	НБ	НБ	МКЭ

Обозначения: БО — расчет методами строительной механики без учета отпора (пп. 4.9—4.12);  
М — расчет обделок как стержневых систем в среде, подчиняющейся гипотезе Винклера (пп. 4.13—4.25);  
ТТУ — расчет на основе точных решений теории упругости (пп. 4.31—4.42);  
МК — расчет по схеме многослойного кольца (пп. 4.43—4.48);  
НИИОСП — методика НИИОСП (пп. 4.49—4.52; расчет трещиностойких обделок на давление воды, собственный вес обделки и сейсмические воздействия);  
МКЭ — расчет методом конечных элементов (пп. 4.53—4.59);  
НБ — методика расчета набрызгбетонной и анкерной крепи (гл. 6).

В Руководстве представлены также методики группы «а» — пп. 4.9—4.12 и группы «в» — пп. 4.26—4.59; их применение допустимо в случаях, указанных ниже.

4.3. При отсутствии надежно обеспеченного отпора породы (временная крепь в очень слабых породах, обделки под действием большого наружного давления подземных вод, обделки подводных туннелей и др.) следует использовать методики группы «а» по п. 4.2.

4.4. Методики группы «в» рекомендуется применять для расчета обделок на действие внутреннего напора, веса воды без напора, на сейсмические и температурные воздействия.

4.5. Наибольшее применение в настоящее время находят различные варианты методики, изложенной в пп. 4.13—4.25, в основе которых — идеи метода Метрогипротранса, предложенного давно, но в дальнейшем существенно усовершенствованного.

Эта методика рекомендуется при отсутствии обоснованных натурных данных, необходимых для более точных методик, а также для предварительных расчетов.

4.6. Наиболее общим является метод конечных элементов (см. пп. 4.53—4.59), который позволяет учесть реальный рельеф поверхности скального массива, его неоднородность, анизотропию, наличие крупных трещин, нелинейную связь между напряжениями и деформациями и т. п. В совокупности с методикой пп. 4.13—4.25 метод конечных элементов дает возможность вести расчет на заданные нагрузки с учетом односторонних связей между обделкой и породой (учет «зоны отлипания»).

Однако в связи с большей трудоемкостью расчетов метод конечных элементов рекомендуется применять только в случаях, когда расчетные схемы более простых методов не отвечают конкретным инженерно-геологическим условиям и характеру работы обделки.

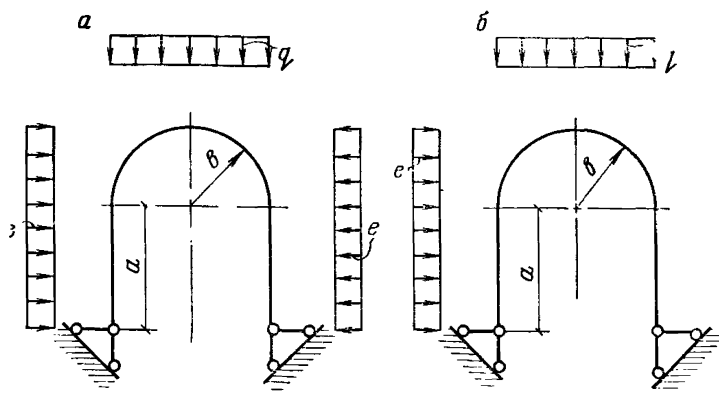
4.7. Рекомендующие области применения различных методов расчета обделок приведены в табл. 4.1. В тех случаях, когда по табл. 4.1 рекомендуется 2—3 различные методики, окончательный выбор делается на основе детального сопоставления возможностей и предпосылок методик с конкретными инженерно-геологическими условиями и конструктивными особенностями обделки.

4.8. Расчеты туннелей без обделок в данном Руководстве специально не рассматриваются. Для туннелей кругового сечения можно использовать методики пп. 4.43—4.48, для туннелей других форм и крупных камерных выработок — гл. 6 и статью [17].

## Расчет без учета отпора породы

4.9. Расчеты подземных конструкций, как правило, необходимо выполнять с учетом отпора породы (см. пп. 4.13—4.25). Однако в слабых неустойчивых породах ( $f_{кр} < 1$ ) обделку и временную крепь следует рассчитывать без учета отпора; при этом для туннелей крытообразного сечения рекомендуется расчетная схема, показанная на рис. 4.1, или аналогичная замкнутая схема. При наличии инженерно-геологических данных о возможности несимметричной нагрузки следует кроме схемы рис. 4.1, а рассмотреть расчетную схему рис. 4.1, б. Случай неравных боковых нагрузок может быть получен суммированием результатов для расчетных схем рис. 4.1, а и 4.1, б.

Примечание. В слабых породах конструкция обделки, как правило, выполняется замкнутой, но разомкнутая расчетная схема по рис. 4.1 применима для временной металлической крепи, а также



**Рис. 4.1. Расчетная схема и нагрузки:**

*a* — при симметричном загрузении; *б* — при одностороннем загрузении

для обделки, если лоток сооружается после передачи на свод и стены основных нагрузок.

**4.10.** Исходными данными для статического расчета являются геометрические размеры, определяемые в зависимости от габаритов выломки, и нагрузки, определяемые по данным натурных исследований или согласно пп. 3.8(7.9)—3.10(7.11).

**4.11.** Статический расчет выполняется на ЭВМ по одной из программ прил. 25 или (при небольшом числе вариантов) вручную методом сил; основная система показана на рис. 4.2. Неизвестное  $X_1$  выражается простыми формулами через величины *A*, *B*, *C*, *D*:

$$A = 0,333x^3 + 1,5708x^2 + 2x + 0,7854; \quad (4.1)$$

$$B = 0,3927x + 0,3333; \quad (4.2)$$

$$C = 0,125x^4 + 0,7854ax^3 + 1,5x^2 + 1,1781a + 0,3333; \quad (4.3)$$

$$D = 0,1042a^4 + 0,5594a^3 + 1,0354a^2 + 0,8036x + 0,2260, \quad (4.4)$$

где  $\alpha = \frac{a}{b}$  (см. рис. 4.1).

При вертикальной единичной нагрузке ( $q=1$ )

$$X_1^B = \frac{B}{A} b. \quad (4.5)$$

При горизонтальной двухсторонней (симметричной) единичной нагрузке ( $e=1$ )

$$X_1^r = -\frac{C}{A} b. \quad (4.6)$$

При горизонтальной односторонней нагрузке ( $e=1$ )

$$X_1^{\text{одн-г}} = \frac{D}{A} b. \quad (4.7)$$

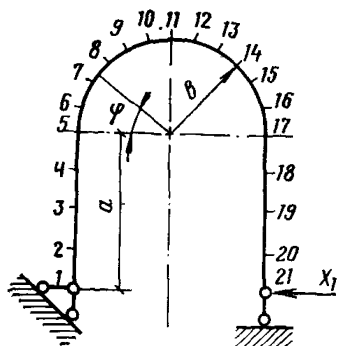


Рис. 4.2. Основная система

Для значений  $\alpha$  от 0,95 до 1,15 вместо формул (4.1) — (4.7) можно использовать таблицы прил. 27.

4.12. Общая последовательность расчета определяется табл. 4.2 с использованием табл. 4.3, 4.4. В таблицах наряду с обычными формулами записаны формулы с номерами позиций (строк) в квадратных скобках, например формула  $-0,5 [1]^2$  поз. 7 табл. 4.3 означает, что для каждого столбца с 1 по 11 надо выполнить следующие действия: взять число из поз. 1, возвести в квадрат, умножить на  $-0,5$  и результат записать в поз. 7.

Таблица 4.2

Алгоритм	Пояснения
1. Определить нагрузки согласно пп. 3.8—3.10	Обычно выполняется для нескольких вариантов с одинаковыми размерами, но разными инженерно-геологическими условиями
2. $\alpha = \frac{a}{b}$ (см. рис. 4.1)	—
3. Если $0,95 \leq \alpha \leq 1,15$ , то определить $X_1$ согласно прил. 4 и перейти к п. 5, иначе — к п. 4	—
4. Определить $X_1$ по формулам (4.1) — (4.7)	—
5. Если нагрузка симметрична, то перейти к п. 6, иначе — к п. 9	—
6. Выполнить вычисления по форме, указанной в табл. 4.3	Определение $\bar{M}$ и $\bar{N}$ от единичных вертикальной и горизонтальной нагрузок (раздельно), а также $M$ и $N$ . При нескольких вариантах $q$ и $e$ составляется несколько вариантов поз. 21 и 22 табл. 4.3
7. Перейти к гл. 5 (подбор сечений) и закончить расчет	—
8. Выполнить вычисления по форме, указанной табл. 4.4, где	Определение $\bar{M}$ и $\bar{N}$ от единичных вертикальных и односторонней горизонтальной нагрузок
$S = \left( \frac{\alpha + 1}{2} \right)^2$	—
9. Определить $M$ и $N$ по формулам, аналогичным поз. 21 и 22 табл. 4.3, затем перейти к п. 7	—

Таблица 4.3

№ п/п	Расчетные формулы	Действия над строками	Номера точек												
			стойка				полуарка								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
1	$y$		0	$\frac{1}{4} a$	$\frac{1}{2} a$	$\frac{3}{4} a$									
2	$\varphi$		—	—	—	—	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°		
3	$\sin \varphi$	$\sin [2]$	—	—	—	—									
4	$\cos \varphi$	$\cos [2]$	—	—	—	—									
5	$M_1 = -y$	— [1]					—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	$M_1 = 0,5(a + b \sin \varphi)$	— $(a + b [3])$	—	—	—	—									
7	$M_r^0 = -0,5y^2$	— $0,5 [1]^2$					—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	$M_r^0 = -0,5(a + b \sin \varphi)^2$	— $0,5 [6]^2$	—	—	—	—									
9	$M_B^0 = 0,5b^2 \sin^2 \varphi$	$0,5b^2 [3]^2$	—	—	—	—									
10	$X_1^r M_1$	$X_1^r ([5] + [6])$													
11	$X_1^B M_1$	$X_1^B ([5] + [6])$													





Таблица 4.4

№ п.п.	Расчетные формулы	Действия над строками	Номера точек																				
			стойка				арка														стойка		
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	$y$		0	$\frac{1}{4}a$	$\frac{1}{2}a$	$\frac{3}{4}a$	$a$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$\frac{3}{4}a$	$\frac{1}{2}a$	$\frac{1}{4}a$	0
2	$b(\alpha+1)y$	$b(\alpha+1)[1]$					-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	$0,5y^2$	$0,5[1]^2$					-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	$\varphi$		-	-	-	-	$0^\circ$	$15^\circ$	$30^\circ$	$45^\circ$	$60^\circ$	$75^\circ$	$90^\circ$	$105^\circ$	$120^\circ$	$135^\circ$	$150^\circ$	$165^\circ$	$180^\circ$	-	-	-	-
5	$\sin \varphi$	$\sin [4]$	-	-	-	-																	
6	$\cos \varphi$	$\cos [4]$	-	-	-	-																	
7	$S \cos \varphi$	$S [6]$	-	-	-	-																	
8	$\sin \varphi - 0,5 \sin^2 \varphi - S \cos \varphi + S - 0,5$	$[5] - 0,5 [5]^2 - [7] + S - 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	$\sin \varphi - \sin^2 \varphi + S \cos \varphi$	$[5] - [5]^2 + [7]$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	$\bar{M}_1 = -y$	$-[1]$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	$\bar{M}_1 = -b(\alpha + \sin \varphi)$	$-b(\alpha + [5])$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	$\bar{M}_B^0 = 0,5 b^2 \sin^2 \varphi$	$0,5 b^2 [5]^2$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	$\bar{M}_r^0 = b(\alpha+1)y - 0,5y^2$	$[2] - [3]$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	$\bar{M}_r^0 = b^2 S (1 - \cos \varphi)$	$b^2 S (1 - [6])$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



## Расчет обделок по схеме стержневой конструкции в упругой среде

4.13. Методика этого раздела основана на трех основных положениях:

а) обделка представляется в виде плоской стержневой конструкции, очерченной по геометрической оси поперечного сечения обделки;

б) окружающая среда заменяется отдельными упругими опорными стержнями, не связанными между собой; часть стержней перпендикулярна к обделке (моделируют отпор породы), а часть — направлена по касательной (для учета сил трения между обделкой и породой); часто трением пренебрегают, тогда касательные стержни отсутствуют;

в) опорные стержни, перпендикулярные к обделке, воспринимают только сжимающие усилия (т. е. конструкция рассматривается как система с односторонними связями).

Кроме того, в ряде случаев принимаются дополнительные упрощения, несколько облегчающие расчеты, но мало влияющие на результаты (например, криволинейная ось заменяется ломаной, распределенная нагрузка — несколькими сосредоточенными силами и т. п.).

Иногда применяется приближенный учет касательных усилий путем поворота опорных стержней, моделирующих окружающую среду, таким образом, чтобы угол между стержнем и перпендикуляром к оси обделки был равен углу трения между обделкой и породой.

4.14. Различные расчетные схемы, соответствующие основным положениям п. 4.13, приведены на рис. 4.3—4.8. На этих рисунках слева показаны схемы конструкций, а справа — соответствующие им расчетные схемы, причем на рис. 4.3, *в* и рис. 4.4, *в* даны схемы, рекомендуемые для расчета симметричных конструкций на симметричные нагрузки. Рисунок 4.8, *в*, *г* относится к сборным обделкам.

На рис. 4.3, 4.4 показаны два варианта расчетных схем для разомкнутой обделки. Первый (рис. 4.3), наиболее простой и получивший широкое распространение в практике расчетов, не учитывает трения между обделкой и породой; он рекомендуется для тех случаев, когда по инженерно-геологической ситуации и условиям производства работ нет уверенности в наличии касательных напряжений на контакте обделка — порода, а также для расчета сборной обделки и временной крепи. При использовании второго варианта (рис. 4.4) и аналогичных схем для других конструкций (рис. 4.5, 4.6, 4.8) следует иметь в виду, что получающиеся по расчету скачки в эпюре моментов вызваны дискретизацией касательного отпора и не соответствуют действительности; моменты в точках скачков следует принимать равными средним значениям.

На рис. 4.4—4.8 касательные опорные стержни показаны по всему контуру, а в ходе расчета происходит «выключение» неработающих стержней (см. ниже п. 4.25). Однако часть стержней может быть удалена заранее, на стадии составления расчетной схемы, например при прохождении туннеля на границе двух геологически различных слоев, из которых только один способен воспринимать касательные усилия.

На рис. 4.3, 4.4, 4.9 показаны также некоторые варианты расчетных моделей опорных узлов. Модели по рис. 4.3, 4.4, 4.9, *а*, *б* приводят к отсутствию моментов в опорах и к более осторожным (несколько завышенным) значениям моментов в большинстве других сечений, что оправдано, когда нет уверенности в способности подошвы обеспе-

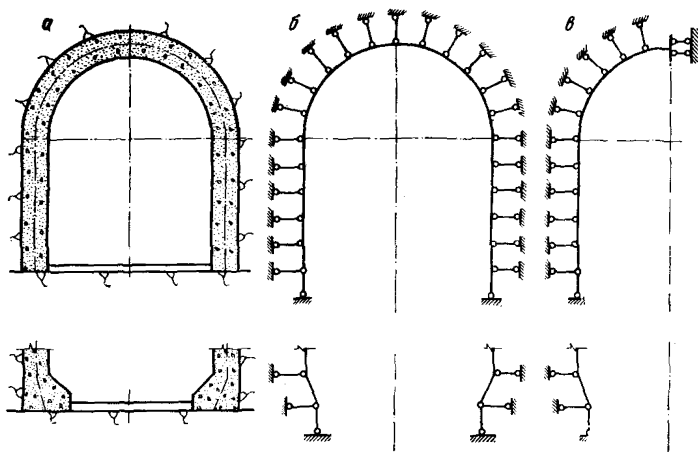


Рис. 4.3. Конструктивная (а) и расчетные (б, в) схемы разомкнутой обделки без учета сил трения между обделкой и породой

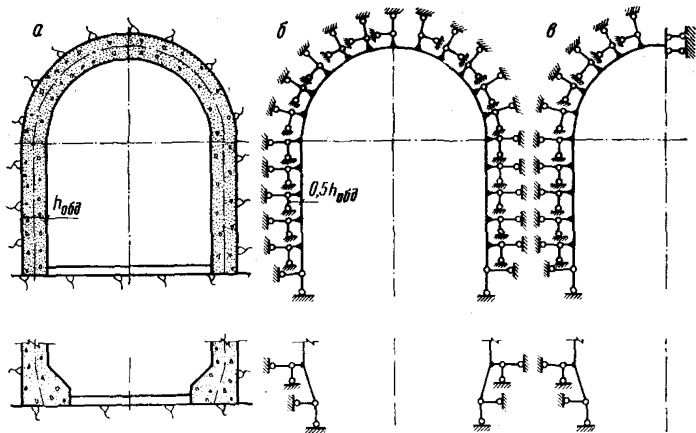


Рис. 4.4. Конструктивная (а) и расчетные (б, в) схемы разомкнутой обделки с учетом сил трения

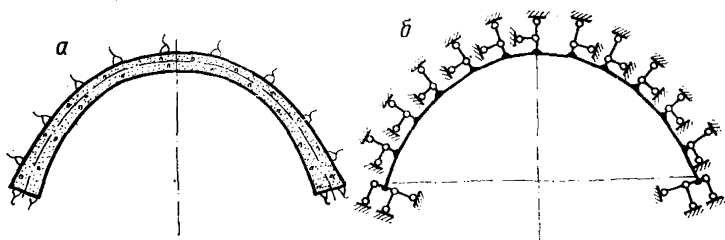


Рис. 4.5. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы свода с учетом сил трения и упругого защемления пят

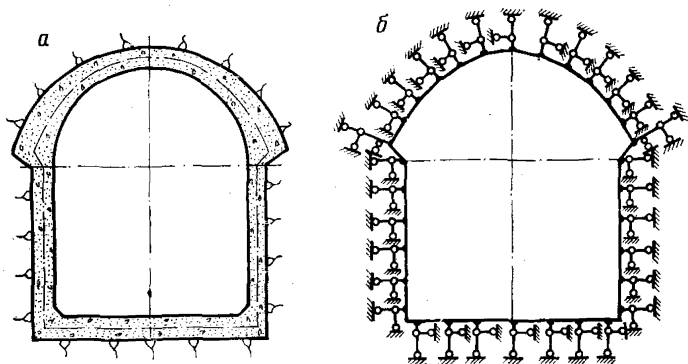


Рис. 4.6. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы замкнутой обделки с упруго защемленными выносными пятами с учетом сил трения

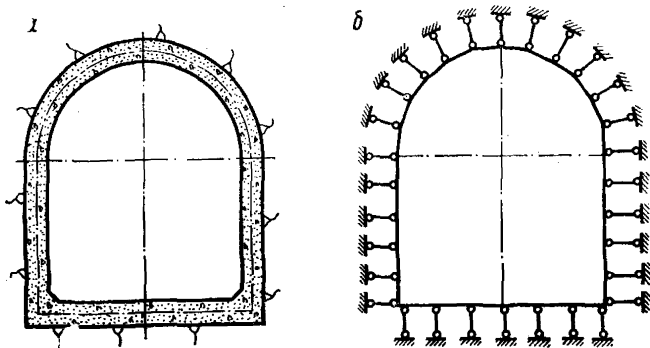


Рис. 4.7. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы замкнутой обделки корытообразного очертания без учета сил трения между обделкой и породой

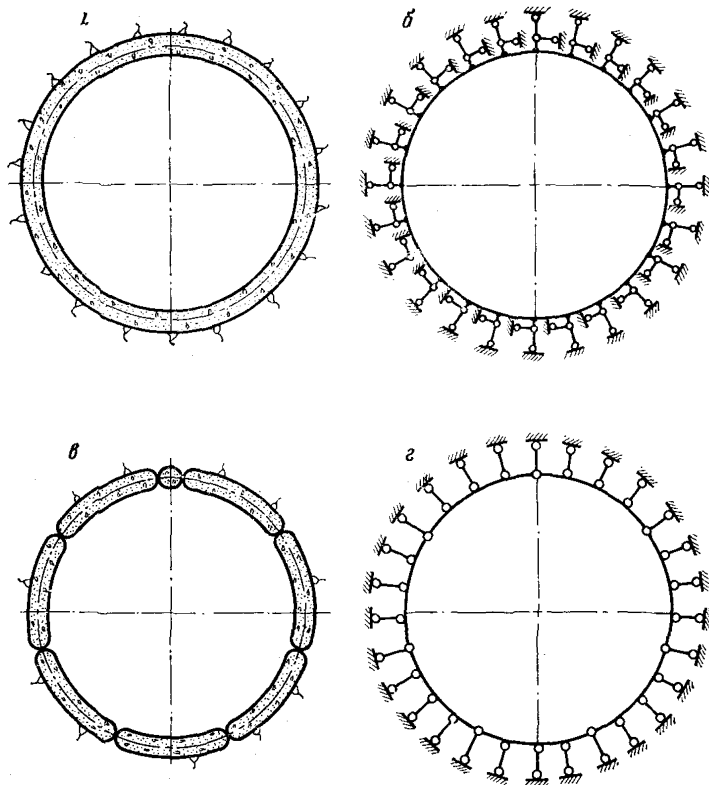


Рис. 4.8. Расчетные схемы круговых обделок

*a, б* — монолитных (с учетом сил трения); *в, г* — сборных

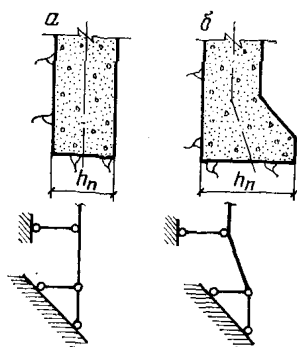


Рис. 4.9. Фрагменты расчетных схем прямых (*a*) и уширенных (*б*) пил разомкнутых обделок без учета упругого защемления

чить упругую заделку. Остальные модели воспроизводят упругую заделку (см. также п. 4.22).

4.15. Число опорных стержней рекомендуется принимать от 12 до 30. При определении параметров опорных стержней используются следующие характеристики породы:

коэффициент удельного отпора  $K_0$ , который определяется по данным натуральных экспериментальных исследований или согласно п. 4.16;

коэффициент удельного касательного отпора  $K_0^{\text{кас}}$ , который определяется по формуле [4,7];

$$K_0^{\text{кас}} = \frac{3K_0}{5 - 6\nu}, \quad (4.8)$$

модуль деформации  $E$  (см. п. 4.17),

коэффициент Пуассона  $\nu$ ;

параметры сопротивления сдвигу на контакте обделка — порода:  $\text{tg } \varphi, c_0$ .

4.16(8.13). Для предварительных расчетов значения коэффициентов удельного отпора  $K_0$  для трещиноватых пород допускается определять по графику рис. 2.5(2) из I части или по аналогам.

Примечание. В слаботрещиноватых породах с  $f_{\text{кр}} \leq 10$  значения  $K_0$ , полученные по этому графику, необходимо увеличивать на 30%.

4.17. Между параметрами  $K_0$ , кгс/см<sup>3</sup>,  $E$ , кгс/см<sup>2</sup>, и  $\nu$  для однородной изотропной среды принимается зависимость

$$E = 100K_0(1 + \nu). \quad (4.9)$$

При известных  $E$  и  $\nu$  формула (4.9) позволяет определить необходимую для расчета величину  $K_0$ .

Для учета неоднородности, связанной с наличием вокруг выработки зон нарушенной (ослабленной) или зацементированной породы, определяются приведенные («эффективные») модуль  $E$  и коэффициент  $K_0$  согласно прил. 26.

4.18.\* Трещиноватые полускальные и скальные породы обладают свойством ползучести [8]. В связи с этим параметры  $E$  и  $\nu$  являются величинами, переменными во времени. Изменение параметров  $E$  и  $\nu$  во времени и, соответственно  $K_0$  по (4.9) может быть представлено следующими зависимостями [14]:

$$\left. \begin{aligned} E_t &= \frac{E_0}{1 + \Phi_t}; \\ \nu_t &= \nu_0 \left( 1 + \frac{1 - 2\nu_0}{2\nu_0} \frac{\Phi_t}{1 + \Phi_t} \right), \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

где  $E_0$  — условно-мгновенный модуль деформации при  $t=1$  мин;

$\nu_0$  — условно-мгновенный коэффициент Пуассона;

$$\Phi_t = E_0\theta(1 - e^{-\lambda t}) + \left( \frac{E_0}{E_\infty} - E_0\theta - 1 \right) \frac{t}{T + t}, \quad (4.11)$$

\* Рекомендуется использовать при уточненных расчетах на основе данных подробных натуральных исследований.



где  $\theta$ , см<sup>2</sup>/кгс;  $\lambda$ , 1/сут;  $T$ , сут — параметры ползучести;  $E_\infty$  — модуль деформации при  $t \rightarrow \infty$ .

При расчетах напряженно-деформируемого состояния обделок напорных туннелей на внутреннее давление допускается принимать

$$v_t = v_0 = v = \text{const.}$$

При отсутствии экспериментальных данных  $v_0$  принимается равным 0,15.

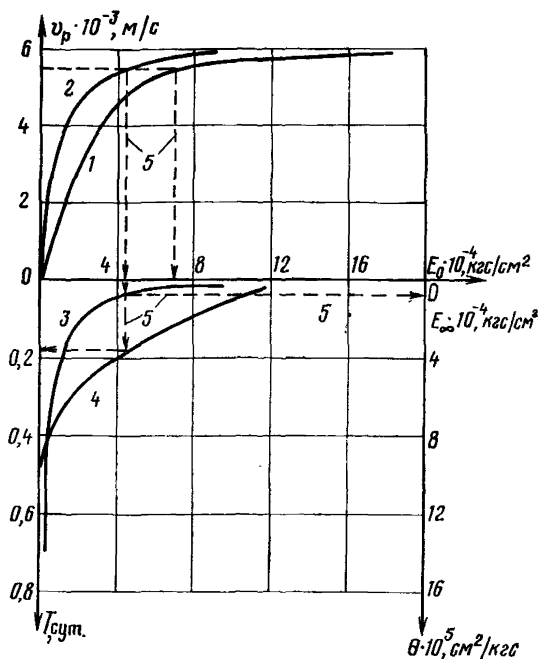


Рис. 4.10. Корреляционные зависимости параметров ползучести скальных и полускальных пород от средней скорости распространения продольных ультразвуковых волн в массиве

1 —  $E_0 = f(v_p)$ ; 2 —  $E_\infty = f(v_p)$ ; 3 —  $\theta = f(E_\infty)$ ; 4 —  $T = f(E_\infty)$ ; 5 — ключ (см. также пример 5 в прил. 24)

В табл. 4.5 представлены параметры ползучести некоторых типов полускальных и скальных пород в условиях естественного залегания в водонасыщенном состоянии, определенные по результатам первого цикла вертикального нагружения штампов в интервале давления до 40 кгс/см<sup>2</sup> [14].

Для ориентировочной оценки параметров деформируемости во времени трещиноватых полускальных и скальных пород допускается использовать корреляционную зависимость их от скорости распространения продольных ультразвуковых волн  $v_p$ , определяемую по результатам измерений в конкретных условиях по методике, изло-

Таблица 4.5

Тип полускальной или скальной породы	$v_p^* \cdot 10^{-3}$ , м/с	$E_0 \cdot 10^{-8}$ , кгс/см <sup>2</sup>	$E_\infty \cdot 10^{-8}$ , кгс/см <sup>2</sup>	$\theta \cdot 10^5$ , см <sup>2</sup> /кгс	$\lambda$ , 1/сут	$T$ , сут
Метаморфические сланцы черные	4,8	140	50	0,79	150	0,22
Микросланцы	5,6	65	44	0,3	100	0,3
Хлорито-серицитовые сланцы	5,3	64,2	38,4	0,65	147	0,2
Слоистые песчаники	5,8	165	83	0,24	100	0,08
Известняки доломитизированные:						
хорошей сохранности	4,5	112	61	0,45	100	0,135
средней сохранности	4	40	10	3,79	130	0,273
сильнораздробленные	1,5	6,3	2,59	13,1	100	0,35

\*  $V_p$  — средняя скорость прохождения продольных ультразвуковых волн в массиве.

женной в работе [25]. Примеры таких зависимостей показаны на рис. 4.10. Параметр  $\lambda$  принимается равным 120 1/сут для всех пород.

На предварительных стадиях проектирования обычно принимаются ориентировочные значения модуля деформации или коэффициента отпора, как правило, несколько ниже фактических. В таких условиях

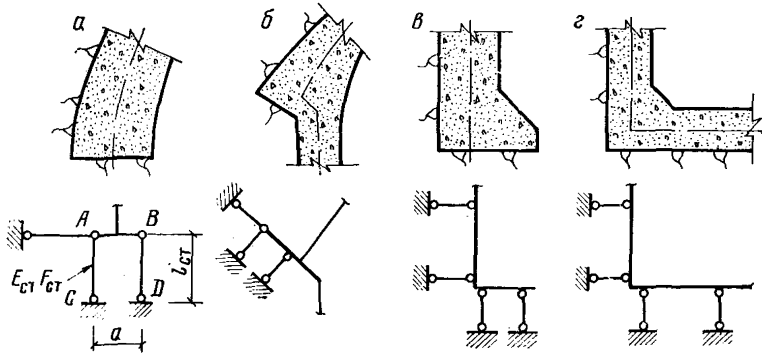


Рис. 4.11. Варианты фрагментов расчетных схем для пят сводов (а, б), разомкнутых (в) и замкнутых (з) обделок

дальнейшее снижение модуля деформации согласно формуле (4.10) нецелесообразно, так как учет ползучести, не подкрепленный надежными данными натуральных исследований, может привести к неоправданному утяжелению обделок.

4.19. Переход от коэффициента удельного отпора  $K_0$ , кгс/см<sup>3</sup>, к коэффициенту  $K$  для конкретных выработок производится по формулам:

а) для круговой выработки

$$K = \frac{100K_0}{r_n} \text{ кгс/см}^3 = \frac{10^5 K_0}{r_n} \text{ тс/м}^3, \quad (4.12)$$

где  $r_n$  — наружный радиус обделки, см;

б) для некруговой выработки

$$K = \frac{100K_0}{0,5B_0} \text{ кгс/см}^3 = \frac{10^5 K_0}{0,5B_0} \text{ тс/м}^3, \quad (4.13)$$

где  $B_0 = B + 2h_{06}$  — пролет выработки \*, см;

$B$  — пролет туннеля в свету, см;

$h_{06}$  — толщина обделки, см;

в) под пятами разомкнутой обделки

$$k_n = \frac{100K_0}{1,34(1-\nu)b} \text{ кгс/см}^3 = \frac{10^5 K_0}{1,34(1-\nu)b} \text{ тс/м}^3, \quad (4.14)$$

где  $\nu$  — коэффициент Пуассона породы;

$b$  — ширина пята, см.

4.20. При наличии данных об анизотропии пород и измеренных величинах коэффициента отпора вдоль напластования  $k_1$  и поперек напластования  $k_2$  следует определять коэффициенты отпора  $k_\varphi$  по формуле

$$k_\varphi = k_1 + (k_2 - k_1) \sin^2 \varphi, \quad (4.15)$$

которая соответствует плавному изменению  $k_\varphi$  от  $k_1$  до  $k_2$ .

Здесь  $\varphi$  — угол между направлением напластования и нормалью к поверхности обделки в той точке, для которой определяется коэффициент отпора.

4.21. Жесткости стержней, моделирующих отпор породы, определяются по формуле

$$\frac{E_{ст} F_{ст}}{l_{ст}} = F_{оп} K, \quad (4.16)$$

где  $E_{ст}$  — модуль упругости стержня (можно принимать  $E_{ст} = E_{06}$ );

$l_{ст}$  — длина стержня (можно принимать  $l_{ст} = 1$  м);

$F_{ст}$  — площадь поперечного сечения стержня, м<sup>2</sup>;

$K$  — коэффициент отпора (различный для нормальных и касательных стержней);

$F_{оп} = 0,5(c_i + c_{i+1})b$  — опорная площадь контакта обделка — порода, соответствующая стержню;

$c_i, c_{i+1}$  — расстояние до соседних точек крепления стержней к обделке, м;

$b$  — расчетная длина участка туннеля вдоль трассы (обычно  $b = 1$  м).

4.22. Для разомкнутых обделок и пят сводов в породах крепких и средней крепости допускается учитывать упругую заделку пят. Соответствующие расчетные схемы опорного узла показаны на

\* Допускается вместо пролета выработки подставлять  $B_0 = 2\frac{\sqrt{F}}{\pi}$  или  $B_0 = \frac{S}{\pi}$ , где  $F$  — площадь;  $S$  — периметр сечения выработки.

рис. 4.11, где стержень  $AB$  — абсолютно жесткий;  $AC$ ,  $BD$  — упругие с одинаковой жесткостью;

$$\frac{E_{ст} F_{ст}}{l_{ст}} = 0,5 \cdot h_{п} \cdot b \cdot k_{п} \quad (4.17)$$

при расстоянии между ними

$$a = \frac{h_{п}}{\sqrt{3}}, \quad (4.18)$$

где  $h_{п}$  — ширина пяты, м;

$k_{п}$  — коэффициент отпора для пяты (см. п. 4.19 «в»); остальные обозначения показаны на рис. 4.11 или совпадают с п. 4.21.

Жесткость стержня  $EA$  определяется по общим правилам [формула (4.16) с учетом  $c_{i+1} = 0$ ].

4.23. Нагрузки, определяемые согласно гл. 3, должны быть, как правило, приведены к сосредоточенным силам, приложенным в узловых точках схем рис. 4.3—4.8. Некоторые программы (см. прил. 25) допускают непосредственное задание нагрузок и автоматически приводят их к узловым силам.

4.24. По определенным выше данным выполняется статический расчет на ЭВМ по одной из программ прил. 25. Конкретные формы представления исходных данных определяются инструкциями к программам.

4.25. Некоторые программы (ТК-1А, БАСС, СМ-4ми, СМ-5 и др. — см. прил. 25) автоматически исключают неработающие односторонние связи (по другой терминологии — определяют «зону отлипания»), и в результате выдаются значения изгибающих моментов и продольных сил в обделке. Однако многие программы не имеют таких возможностей, и при их использовании необходимо выполнить несколько расчетов в ходе итерационного процесса поиска рабочей системы\*.

Аналогичный итерационный процесс необходим для учета ограниченности сопротивления сдвигу на контакте обделка — порода. Алгоритмы этих итерационных процессов отражены в табл. 4.6.

Таблица 4.6

Алгоритм	Пояснения
1. Подготовить исходные данные согласно пп. 4.14—4.23 и инструкции к программе	—
2. Выполнить расчет на ЭВМ	—
3. Если все стержни, моделирующие отпор породы, сжаты, то перейти к п. 5, иначе — к п. 4	—
4. Из растянутых стержней выбрать $m$ с наибольшими усилиями и уменьшить жесткость в $10^5$ раз (тем самым исключить их из работы)	Первоначально $m$ может быть большим, но при зацикливании на пп. 2—4 его следует уменьшить до 1—2

\* Рабочей называется система полученная из исходной отбрасыванием всех неработающих односторонних связей.

Алгоритм	Пояснения
Если в ранее исключенных стержнях появилось сжатие, то восстановить их первоначальную жесткость. Перейти к п. 2	—
5. Если нет касательных стержней, моделирующих отпор, то расчет закончен, иначе перейти к п. 6	—
6. Исключить из работы (уменьшением жесткости в $10^5$ раз) касательные стержни в тех узлах, где исключены основные (нормальные) стержни	—
7. Для всех неисключенных касательных стержней проверить выполнение неравенства	$T, N$ — усилия в касательном и нормальном стержнях
$ T  \leq  N  \operatorname{tg} \varphi + F_{\text{оп}} c_0$	
Если выполнено для всех стержней, то конец	$\operatorname{tg} \varphi, c_0$ — см. п. 4.15; $F_{\text{оп}}$ — см п. 4.21
8. Уменьшить жесткость каждого $i$ -го касательного стержня, для которого не выполнено неравенство п. 7, путем умножения на коэффициент $0,9 \beta_i$ ;	—
$\beta_i = \frac{ N_i  \operatorname{tg} \varphi + F_{\text{оп}} c_0}{ T_i }$	
9. Перейти к п. 2	—

## Расчет обделок методами механики сплошной среды

### Общая постановка задач

4.26. Методики этого раздела делятся на четыре группы: 1) использование решений теории упругости для кругового кольца, подкрепляющего отверстие в бесконечной упругой плоскости; 2) расчеты многослойных круговых колец; 3) методика НИИОСП для расчета обделок некругового поперечного сечения; 4) использование метода конечных элементов (МКЭ).

4.27. Данные методики применимы для расчета монолитных обделок, сооружаемых в прочных слаботрещинчатых скальных породах, на нагрузки от внутреннего напора воды, веса воды, заполняющей туннель без напора, внешнего гидростатического давления, собственного веса обделки, а также от сейсмического воздействия (см. пп. 4.60—4.74). Методики первой и третьей групп применимы только к трещиностойким обделкам.

4.28. Непосредственное применение методик этого раздела к расчетам обделок гидротехнических туннелей на горное давление не соответствует действующим нормативным документам. При выполнении исследовательских расчетов обделок методами механики сплошной

среды на нагрузки гравитационного происхождения особое внимание следует уделять учету последовательности возведения конструкций — см. также работы [11, 21].

4.29. Расчет на внешнее гидростатическое давление с учетом вмещающего скального массива допустим только при надежном обеспечении сцепления (по отношению к растягивающим радиальным напряжениям) между обделкой и породой (например, для обделок, прианкеренных к породе). После выполнения расчета следует сопоставить напряжения на контакте с предельной величиной сцепления (с учетом анкеров); если напряжения больше, то надо перейти к другой расчетной схеме (методом конечных элементов с учетом односторонних связей или согласно пп. 4.13 — 4.25).

4.30. Деформационные характеристики породы (модуль деформации  $E$  и коэффициент Пуассона  $\nu$ ), как правило, должны определяться натурными исследованиями. При использовании методик первой и третьей групп (по п. 4.26) можно определять приведенный (эффективный) модуль согласно прил. 26.

### *Расчет обделок по схеме кольца, подкрепляющего круговое отверстие в бесконечной упругой среде*

4.31. Для расчета обделок круговых туннелей предварительно по заданным радиусам  $r_1, r_2$  (рис. 4.11), упругим постоянным материала ( $E_1, \nu_1$ ) и породы ( $E_0, \nu_0$ ), определяются вспомогательные величины (относительная толщина обделки и комбинация упругих постоянных материала обделки и породы) по формулам:

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \frac{r_1}{r_2}; \quad \beta = \frac{E_1(1 + \nu_0)}{E_0(1 + \nu_1)}; \\ \alpha_0 &= 3 - 4\nu_0; \quad \alpha_1 = 3 - 4\nu_1; \\ d &= \frac{1 - \beta}{1 + \alpha_1}; \quad t = \frac{1 + \alpha_0\beta}{1 + \alpha_1}; \\ l &= 1 - d; \quad s = 1 - t. \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

4.32. При действии внутреннего напора на трещиностойкую обделку (см. рис. 4.12) контактные напряжения  $\sigma_p$  и нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контурах поперечного сечения  $\sigma_\theta^{(1)}, \sigma_\theta^{(2)}$  определяются формулами (по Б. Г. Галеркину):

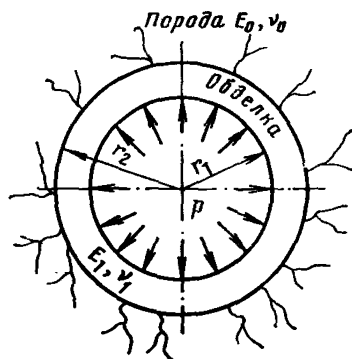


Рис. 4.12. Расчетная схема обделки при внутреннем давлении воды

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= -\frac{R_1^2}{1-2d(1-R_1^2)}; \sigma_{\theta}^{(1)} = \frac{1-2d(1+R_1^2)}{1-2d(1-R_1^2)} p; \\ \sigma_{\theta}^{(2)} &= \frac{(1-4d)R_1^2}{1-2d(1-R_1^2)} p. \end{aligned} \right\} (4.20)$$

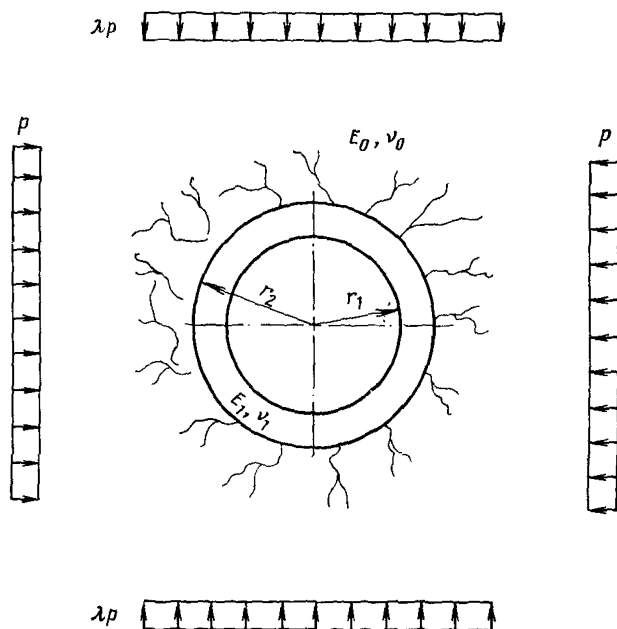


Рис. 4.13. Схема приложения нагрузок (к п. 4.33)

4.33. При действии на горный массив вдали от туннеля (рис. 4.13) давлений  $p$  и  $\lambda p$  (например, в результате сейсмического воздействия — см. пп. 4.60—4.74) напряжения в обделке определяются по формулам (по Г. Н. Савину):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= p \left[ \frac{1+\lambda}{2} (c_1 - 1) + \frac{1-\lambda}{2} (a_1 - 3c_3 - 1) \cos 2\theta \right]; \\ \sigma_{\theta}^{(1)} &= p [(1+\lambda)(2c_1 d - 1) - 2(1-\lambda)(3C_3 d R_1^2 - t a_1 R_1^{-2}) \times \\ &\quad \times \cos 2\theta]; \\ \sigma_{\theta}^{(2)} &= p \left\{ \frac{1+\lambda}{2} [(4d-1)c_1 - 1] - \frac{1-\lambda}{2} [3(4d-1)c_3 + \right. \\ &\quad \left. + (1-4t)a_1 - 1] \cos 2\theta \right\}, \end{aligned} \right\} (4.21)$$

где

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= -\frac{R_1^2}{1-2d(1-R_1^2)}; \\ a_1 &= \frac{R_1^2(dR_1^6+1)}{(t+sR_1^2)(dR_1^6+1)+3tR_1^2d(R_1^2-1)^2}; \\ c_3 &= \frac{tR_1^2(R_1^2-1)}{(t+sR_1^2)(dR_1^6+1)+3tdR_1^2(R_1^2-1)^2}. \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

Угол  $\theta$  отсчитывается от горизонтальной оси выработки против часовой стрелки.

4.34. Формулы для напряжений в обделке при действии внешнего равномерного гидростатического давления (уровень воды над обделкой превышает более чем в 6 раз диаметр выработки) имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= 2(1-R_1^2)b_1\rho; \quad \sigma_\theta^{(1)} = 4b_1\rho; \\ \sigma_\theta^{(2)} &= 2(1+R_1^2)b_1\rho, \end{aligned} \right\} \quad (4.23)$$

где

$$b_1 = \frac{l-dx_1}{(1+x_1)(1-2d+2dR_1^2)}. \quad (4.24)$$

Вычисленные напряжения следует оценить согласно п. 4.29.

4.35. Напряжения в обделке от внешнего гидростатического давления с уровнем  $H_B$  от центра выработки ( $H_B < 12r_2$ ) определяются по формулам:

$$\sigma_p = \frac{r_2\gamma_B}{2} \left[ \frac{2H_B + (1+x_1)(m_1r_2 - 2H_Bd)}{r_2d(1+x_1)} + \frac{(1+x_1)(2m_2+d)-1}{d(1+x_1)} \cos \theta \right]; \quad (4.25)$$

$$\sigma_\theta^{(1)} = 2r_2\gamma_B(m_1 + 2m_2R_1 \cos \theta); \quad (4.26)$$

$$\sigma_\theta^{(2)} = 2r_2\gamma_B(m_1 + 2m_2 \cos \theta), \quad (4.27)$$

где

$$\begin{aligned} m_1 &= \frac{2H_B}{r_2} \cdot \frac{d(1+x_1)-1}{(1+x_1)(1-2d+2dR_1^2)}; \\ m_2 &= -\frac{1}{2} \frac{d(1+x_1)-1}{(1+x_1)(1-d+dR_1^4)}. \end{aligned} \quad (4.28)$$

Примечание. Величины напряжений (4.25)–(4.27) являются суммарными от действия равномерной части внешнего напора и давления, линейно-меняющегося по высоте обделки.



4.36. Напряжения, возникающие от действия веса воды, заполняющей туннель без напора, определяются по формулам:

$$\sigma_p = \frac{1}{2} \frac{r_1^2 \gamma_B}{r_2} [s_1 + (1 + 2s_2) \cos \theta]; \quad (4.29)$$

$$\sigma_{\theta}^{(1)} = 2 \frac{r_1^2 \gamma_B}{r_2} \left[ ds_1 + \frac{1 + 2(1 + \alpha_1) ds_2 R_1^2}{R_1(1 + \alpha_1)} \cos \theta \right] + r_1 \gamma_B (1 - \cos \theta); \quad (4.30)$$

$$\sigma_{\theta}^{(2)} = 2 \frac{r_1^2 \gamma_B}{r_2} \left[ ds_1 + \frac{1 + 2(1 + \alpha_1) ds_2}{1 + \alpha_1} \cos \theta \right] - \sigma_p, \quad (4.31)$$

где

$$s_1 = -\frac{2R_1}{1 - 2d(1 - R_1^2)}; \quad s_2 = \frac{2 + (\alpha_1 - 1)R_1^2}{2(1 + \alpha_1)(1 - d + dR_1^4)} \quad (4.32)$$

4.37. От напряжений, вычисленных по формулам (4.20), (4.21), (4.23), (4.26)–(4.31), можно перейти к величинам изгибающих моментов и продольных сил по формулам:

$$M = \frac{\sigma_{\theta}^{(1)} - \sigma_{\theta}^{(2)}}{12} b (r_2 - r_1)^2; \quad N = \frac{\sigma_{\theta}^{(1)} + \sigma_{\theta}^{(2)}}{2} b (r_2 - r_1), \quad (4.33)$$

где  $b = 1$  м.

4.38. Поперечные силы  $Q_i$ , действующие в  $i$ -том сечении, определяются по формуле

$$Q_i = \frac{M_{i+1} - M_{i-1}}{0,5(r_1 + r_2)(\theta_{i+1} - \theta_{i-1})}, \quad (4.34)$$

где  $M_{i+1}$ ,  $M_{i-1}$  — соответственно величины изгибающих моментов, вычисленные при значениях угла  $\theta$  равных  $\theta_{i+1}$ ,  $\theta_{i-1}$  (углы в радианах).

Для вычисления величин поперечных сил следует определять моменты с небольшим шагом по углу  $\theta$ , например через  $5^\circ$ .

4.39. \* Нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем контуре трещиностойкой обделки напорного туннеля кругового очертания, выполненной из материала, не обладающего ползучестью и расположенного в массиве породы, обладающей ползучестью, при действии внутреннего напора  $p$  (рис. 4.12) определяются по формуле из [14]:

$$\sigma_{\theta}(t) = p \frac{r_1^2 + r_2^2(1 - 2B_1)}{r_2^2 - r_1^2}, \quad (4.35)$$

где

$$B_1 = \frac{2r_1^2}{b + c(1 + \Phi_t)};$$

$$b = (1 - \nu_1) r_2^2 + (1 + \nu_1) r_1^2;$$

$$c = \frac{E_1}{E_0} (r_2^2 - r_1^2) (1 + \nu_0);$$

$\Phi_t$  — см. п. 4.18;

$t$  — время с момента нагружения туннеля внутренним равномерно распределенным давлением  $p$ .

4.40. \* Нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем контуре трещиностойкой обделки напорного туннеля кругового очертания, выполненной из материала, обладающего ползучестью и расположенного в массиве породы, ползучестью которой можно пренебречь, при действии внутреннего напора  $p$  определяются по формуле из [13]:

$$\sigma_{\theta}(t) = p \frac{r_1^2 + r_2^2(1 - 2B_2)}{r_2^2 - r_1^2}, \quad (4.36)$$

где

$$B_2 = \frac{2r_1^2}{b + \frac{c}{1 + D_t}};$$

$$D_t = \beta E_1 (1 - e^{-\alpha t});$$

$$b = (1 - \nu_1) r_2^2 + (1 + \nu_1) r_1^2;$$

$$c = \frac{E_1}{E_0} (r_2^2 - r_1^2) (1 + \nu_0);$$

$\beta$ , см<sup>2</sup>/кгс и  $\alpha$ , 1/сут — параметры ползучести материала обделки (для бетона марки М200—М300 на портландцементе  $\beta = 0,95 \cdot 10^{-5}$  см/кгс;  $\alpha = 0,03$  1/сут); подробнее см. [2].

$E_0$ ,  $\nu_0$  — условно-мгновенный модуль деформации и коэффициент Пуассона породы.

4.41. \* Нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем контуре трещиностойкой обделки напорного туннеля кругового очертания, выполненной из материала, обладающего ползучестью и расположенного в массиве породы, обладающей ползучестью, при действии внутреннего напора  $p$  определяются по формуле из [13]:

$$\sigma_{\theta}(t) = p \frac{r_1^2 + r_2^2(1 - 2B_3)}{r_2^2 - r_1^2}, \quad (4.37)$$

где

$$B_3 = \frac{2r_1^2}{b + c \left( \frac{1 + \Phi_t}{1 + D_t} \right)}$$

$\Phi_t$  — см. п. 4.18;

$D_t$ ,  $b$ ,  $c$  — см. п. 4.40.

\* См. сноску к п. 4.18.

4.42. Учет ползучести породы и материала обделки позволяет определить изменение напряжений в обделке напорного туннеля при постепенном (в течение многих недель или месяцев) подъеме давления в туннеле до расчетного эксплуатационного уровня (см. [13]).

### Расчет многослойных круговых колец

4.43. Для расчета конструкций круговых туннелей могут использоваться три имеющихся решения задач о напряженно-деформированном состоянии многослойных круговых колец:

а) решение осесимметричной задачи для многослойного анизотропного кольца (см. прил. 25, программа ПРОК);

б) расчет многослойного анизотропного кольца на неосесимметричную нагрузку (см. прил. 25, программа ПЛУТОН);

в) методика [4, гл. 4] расчета многослойного изотропного кольца на неосесимметричную нагрузку (см. п. 4.47).

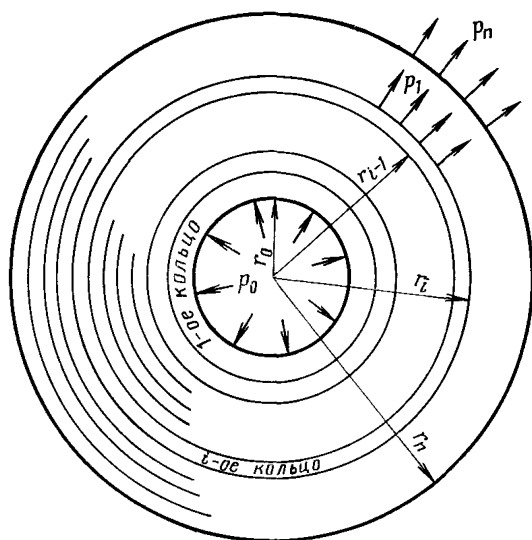


Рис. 4.14. Расчетная схема многослойного кольца

4.44. По схеме многослойного анизотропного кольца можно выполнять на ЭВМ БЭСМ-6 расчеты круговой обделки на любые осесимметричные воздействия (внутренний напор, внешнее равномерное давление, температурное воздействие, предварительное напряжение и т. п.). Эта схема позволяет учесть ослабленные и (или) зацементированные зоны породы, комбинированные (состоящие из нескольких слоев) обделки, наличие зон с радиальными трещинами, различные модули деформации при сжатии и растяжении и ряд других факторов.

4.45. Исходными данными к расчету осесимметричного многослойного анизотропного кольца (рис. 4.14) являются: число колец  $N$ , радиусы колец  $R_0, R_1, \dots, R_N$ , внешние давления на границах колец  $p_0, p_1, \dots, p_N$ , модули упругости  $E_r, E_\theta$  и коэффициенты Пуассона.

сона  $v_{r\theta}$ ,  $v_{\theta r}$  для каждого кольца (здесь индексы  $r$  и  $\theta$  соответствуют радиальному и кольцевому направлениям). Могут быть заданы также зазоры (натяги) между кольцами и массовые (например, фильтрационные) силы. Результаты расчета — перемещения, радиальные и кольцевые нормальные напряжения в заданном числе точек каждого кольца.

**4.46.** Расчет многослойного анизотропного кольца по программе ПЛУТОН (прил. 25) обобщает пп. 4.44, 4.45 на неосесимметричные нагрузки. На границах колец могут быть приложены любые нормальные  $p$  и касательные  $q$  нагрузки, представленные в виде тригонометрических полиномов:

$$\left. \begin{aligned} p &= \sum_{k=0}^m p_k \cos k\theta; \\ q &= \sum_{k=1}^m q_k \sin k\theta. \end{aligned} \right\} \quad (4.38)$$

Условия контакта между слоями могут задаваться в двух вариантах: а) непрерывность радиальных и кольцевых перемещений; б) контакт без трения.

**4.47.** Методика расчета многослойного кольца на неосесимметричные нагрузки согласно [4] по сравнению с п. 4.46 налагает некоторые ограничения, в частности — изотропность материала. Имеется программа [4] для ЭВМ «Минск-22», реализующая данную методику.

**4.48.** Методики данного раздела рекомендуется применять, в частности, для задач, указанных в пп. 4.31—4.36, когда обделку и окружающий массив целесообразно считать многослойными.

**Примечание.** Решения пп. 4.31—4.36, по существу, соответствуют частному случаю двухслойного изотропного кольца: внутренний слой — обделка, наружный — бесконечный горный массив (ср. рис. 4.14 с рис. 4.12, 4.13).

## *Расчет некруговых обделок по методике НИИОСП*

**4.49.** Расчет обделок по методике НИИОСП основан на решении [26] плоской контактной задачи теории упругости для кольца некруговой формы, подкрепляющего отверстие в линейно-деформируемой, однородной, изотропной среде в условиях полной совместности перемещений точек кольца и среды по линии контакта.

**4.50.** Определение усилий в обделках выполняется на ЭВМ «Наири» или «Минск-22» (см. прил. 25).

**4.51.** Основными этапами расчета являются:

а) построение функции, осуществляющей конформное отображение внешности внутреннего контура поперечного сечения обделки на внешность единичной окружности;

б) подготовительные вычисления по определению вспомогательных величин, необходимых для расчета на ЭВМ «Наири» (при расчете на ЭВМ «Минск-22» эти вычисления включены в программу);

в) подготовка и перфорация данных для ЭВМ;

г) выполнение расчета на ЭВМ.

**4.52.** Результатами расчета на ЭВМ являются величины контактных напряжений  $\sigma_r$ , изгибающих моментов  $M$  и продольных усилий  $N$  в заданных сечениях обделки.

## Использование метода конечных элементов

4.53. Метод конечных элементов рекомендуется применять во всех случаях, когда другие методы расчета не позволяют получить удовлетворительные результаты: для расчета подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, при наличии нарушенных зон в породе, анизотропии горного массива и т. д.

4.54. При расчете методом конечных элементов обделка и массив горных пород разбиваются на отдельные структурные компоненты. Как правило, это плоские трех- или четырехугольные элементы и объемные шестигранники, имеющие восемь узловых точек. Выбор типов элементов и их количества в расчетной схеме определяется геометрией исследуемой области, требованиями к точности решения и возможностями используемой программы для ЭВМ.

4.55. Важной частью расчета является определение свойств каждого элемента. Геометрические размеры и форма элемента обычно описываются координатами его узловых точек в принятой системе координат. Физико-механические свойства среды описываются характерными для каждой конкретной задачи показателями. При решении задачи в упругой постановке такими параметрами будут модуль упругости и коэффициент Пуассона. Формально каждый элемент расчетной схемы может иметь свои собственные, отличные от других элементов, деформационные и объемные параметры. Совокупностью таких элементов можно подробно описать особенности строения рассматриваемой среды: наличие нарушенных зон, трещин, слоистость пород и т. д., а также учесть совместную работу обделки и прилегающего массива горных пород.

4.56. Расчет методом конечных элементов математически сводится к составлению и одному или нескольким последовательным (при физически нелинейной задаче) решениям уравнений равновесия системы, выражающих соотношение между приложенными силами  $[F]$  и результирующими перемещениями  $[\delta]$ :

$$[F] = [K][\delta] \quad (4.39)$$

Матричное уравнение (4.39), обычно называемое основным уравнением метода конечных элементов, является системой линейных алгебраических уравнений, содержащих число неизвестных, равное удвоенному (плоская задача) или утроенному (объемная задача) числу узловых точек в расчетной схеме. В конкретных расчетах это число может достигать нескольких тысяч. Для решения таких систем уравнений необходимо использование высокопроизводительных ЭВМ.

4.57. Порядок подготовки исходных данных для расчета определяется структурой используемой программы для ЭЦВМ. Однако состав данных, необходимых для решения поставленной задачи, в значительной мере стандартен.

Рассматриваемая область горного массива и сооружение, которое необходимо рассчитать, разбиваются на элементы в соответствии с поставленной задачей и имеющимися вычислительными возможностями. При этом зоны, для которых требуется большая подробность и точность результатов (например, зоны ожидаемых концентраций напряжений, зоны разломов в породе, зоны, прилегающие к имеющимся трещинам и нарушениям сплошности), разбиваются на максимально возможное число мелких элементов, остальные участки расчетной схемы представляются более крупными элементами. При этом следует иметь в виду, что решение методом конечных элементов схо-

дятся с точным решением в перемещениях при относительно небольшом числе элементов в расчетной схеме. Сходимость решения в напряженных существенно хуже. Это обстоятельство обусловило широкое применение следующей процедуры: при ограниченных возможностях ЭВМ сначала выполняется расчет схемы с достаточно грубой разбивкой. После этого фрагмент схемы, представляющий наибольший интерес, разбивается на элементы подробнее и рассчитывается вторично, причем в качестве граничных условий используются перемещения контура фрагмента, полученные в первом расчете.

**4.58.** Расчетная схема описывается следующими исходными данными:

- а) геометрия системы — типы элементов, нумерация и координаты узловых точек;
- б) характеристики материала каждого элемента и соответствие набора характеристик номерам элементов;
- в) объемная масса материала каждого элемента;
- г) граничные условия, которые задаются системой сосредоточенных внешних сил, действующих в узловых точках, или распределенной нагрузкой по поверхности элемента и условиями закрепления границы рассматриваемой области.

**4.59.** Результатом расчета являются составляющие перемещений узловых точек системы и полный тензор напряжений (т. е. в случае объемной задачи значения  $\mu, \nu, \omega, \sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}, \tau_{max}$ ,  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  для каждого центра тяжести, центра грани элемента и для каждой узловой точки). По полученным величинам напряжений и перемещений на расчетной схеме могут быть построены изолинии или эпюры напряжений и перемещений. На некоторых современных ЭВМ имеется возможность программно предусмотреть автоматизацию этой процедуры с выводом результатов на графопроектор.

## Расчет обделок на сейсмические воздействия

**4.60.** Сейсмические воздействия в расчетах гидротехнических туннелей следует учитывать при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов. Расчетная сейсмичность района строительства принимается, как и для других основных гидротехнических сооружений, согласно п. 1.5 СНиП II-A.12-69\* и «Руководству по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений» (Л., 1977). Для временных и вспомогательных сооружений (на время строительства) расчетная сейсмичность снижается на 1 балл.

**4.61.** Коэффициент сейсмичности  $k_c$  согласно СНиП равен 0,025; 0,05 и 0,1 при расчетной сейсмичности соответственно 7, 8 и 9 баллов. Для подземных сооружений на глубинах 100 м и более коэффициент сейсмичности уменьшается вдвое, а на глубинах менее 100 м принимается по линейной интерполяции между значениями  $k_c$  на поверхности и 0,5  $k_c$  на глубине 100 м (см. также гл. 10 I части).

По главе СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах», введенной в действие 1 января 1982 г. взамен главы СНиП II-A.12-69\*, коэффициент сейсмичности  $k_c$  заменен произведением двух коэффициентов  $A_{K1}$ . Для гидротехнических сооружений значения  $A_{K1}$  при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов равны  $k_c$ . С учетом указанной замены основные положения и формулы данного раздела сохраняют свою силу после введения в действие главы СНиП II-7-81.

**4.62.** Основной задачей расчета обделок на сейсмические воздействия является проверка прочности конструкций с целью пред-

упреждения обрушений обделки. Сейсмические воздействия учитываются при особых сочетаниях нагрузок. При их учете конструкция рассчитывается по первой группе предельных состояний.

В расчетах гидротехнических туннелей на сейсмические воздействия допускается возникновение сейсмических остаточных деформаций (трещин, сколов, смещений), не приводящих к обрушению и вывалу элементов обделки.

**4.63.** Расчет производится на сейсмическое воздействие, направленное перпендикулярно продольной оси туннеля. Воздействие сейсмических сил, направленных вдоль продольной оси туннеля, смягчается в результате конструктивных мероприятий (устройства сейсмических деформационных швов по длине туннеля) и в расчете не учитывается.

**4.64.** Различают следующие виды сейсмических нагрузок, действующих на гидротехнические туннели:

а) инерционные: от собственного веса обделки, от горного давления, от веса воды, заполняющей туннель (в безнапорном режиме);

б) неинерционные: сейсмическое горное давление, вызванное изменением напряженного состояния горного массива при прохождении в нем сейсмических волн, нагрузки от внутреннего напора воды в туннеле.

Ввиду того что инерционные нагрузки по времени действия не совпадают с неинерционными сейсмическими нагрузками, они входят в особые сочетания раздельно.

**4.65.** Сейсмическая инерционная нагрузка от собственного веса элемента обделки определяется по формуле.

$$S_i = Q_i k_c,$$

где  $Q_i$  — вес элемента в точке  $i$ ;

$k_c$  — коэффициент сейсмичности.

**4.66.** Инерционная нагрузка от горного давления определяется по формулам:

вертикальная составляющая

$$q_c = k_c q;$$

горизонтальная составляющая

$$e_c = 2k_c e \operatorname{tg} \varphi,$$

где  $q$  и  $e$  — расчетные значения вертикального и горизонтального давления, определяемые согласно пп. 3.9(7.10)—3.13(7.14);

$\varphi$  — угол внутреннего трения породы.

При мелком заложении туннеля, расположении его в песчано-глинистых грунтах, а также на припортальных участках горизонтальная составляющая

$$e_c = k_c e,$$

При одновременном учете вертикальной и горизонтальной составляющих сейсмических сил величины  $q_c$ ,  $e_c$  умножаются соответственно на  $\sin \alpha$  и  $\cos \alpha$ , где  $\alpha$  — угол между вектором сейсмического воздействия и горизонталью, принимаемый по данным инженерно-сейсмических исследований, а при отсутствии таких данных — не более  $30^\circ$ .

4.67. Сейсмическое инерционное давление от веса воды в туннеле определяется согласно п. 5.25 СНиП II-A.12-69\* по формуле

$$p_B^H = k_c \gamma_B h D \psi,$$

где  $\gamma_B$  — объемный вес воды;

$h$  — высота стояния воды в туннеле;

$D, \psi$  — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 4.7 и 4.8.

Таблица 4.7

$b/h$	Безразмерный коэффициент $D$ при $z/h$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
3:1	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,68
2:1	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
1:1	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44

Примечание.  $z$  — расстояние от рассматриваемого сечения до поверхности воды;  $b$  — ширина туннельной обделки в свету на уровне водной поверхности.

Таблица 4.8

$2R/h$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3
$\psi$	0,72	0,78	0,83	0,88	0,9	0,93	0,96	1

Примечание.  $2R$  — диаметр туннельной обделки в свету.

4.68. При прохождении сейсмической волны растяжения-сжатия (продольной волны) в однородном скальном массиве вдали от туннеля возникают нормальные напряжения: по площадкам, перпендикулярным направлению волны,  $p$ ; по площадкам, параллельным направлению волны,  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{\nu}{1-\nu}; \quad p = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \gamma_{\Pi} c_1 T_0,$$

где  $\gamma_{\Pi}$  — объемный вес породы;

$c_1$  — скорость распространения продольной сейсмической волны;

$T_0$  — преобладающий период сейсмических колебаний породы.

4.69. При прохождении сейсмической волны сдвига (поперечной волны) в однородном скальном массиве вдали от туннеля возникают касательные напряжения:

$$\tau = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \gamma_{\Pi} c_2 T_0,$$

где  $c_2$  — скорость распространения поперечной сейсмической волны.



Категория пород по СНиП III-44-47	Степень крепости	Породы (по М. М. Протодяконову)	Коэффициент крепости $f_{кр}$	Объемный вес $\gamma_{п}$ тс/м <sup>3</sup>	Скорость продольной волны $C_1$ , км/с	Скорость поперечной волны $C_2$ , км/с	Сейсмические напряжения в породе тс/м <sup>2</sup>	
							$p = \pm \frac{1}{2\pi} \times K_c \gamma_{п} C_1 T_0$	$\tau_{п} = \pm \frac{1}{2\pi} \times K_c \gamma_{п} C_2 T_0$
I	В высшей степени крепкие породы	Наиболее крепкие, плотные и вязкие кварциты и базальты. Исключительные по крепости другие породы	20	2,8—3	5,6	3,4	125—134	76—82
II	Очень крепкие породы	Очень крепкие гранитовые породы, кварцевый порфир. Очень крепкий гранит. Кремнистый сланец. Самые крепкие песчаники и известняки	15	2,6—2,7	5,6	3,4	116—121	71—74
III	Крепкие породы	Плотные граниты и гранитовые породы. Очень крепкие песчаники и известняки. Крепкий конгломерат. Очень крепкие железные руды	10	2,5—2,6	3,5—4,5	2—2,6	70—94	40—54
IIIa	То же	Крепкие известняки. Некрепкий гранит, крепкие песчаники. Крепкий мрамор. Доломит. Колчеданы	8	2,5	2,4—3	1,4—1,7	48—60	28—34
IV	Довольно крепкие породы	Обыкновенный песчаник. Железные руды	6	2,4	2—2,6	1,1—1,5	38—50	21—29
IVa	То же	Песчанистые сланцы. Сланцевые песчаники	5	2,5	—	—	—	—

V	Средние породы	Крепкий глинистый сланец. Не-крепкий песчаник и известняк. Мягкий конгломерат	4	2,8	1,5—2,3	0,9—1,4	34—52	20—31
Va	То же	Разнообразные некрепкие сланцы. Плотный мергель	3	2,5	1,4—1,9	0,8—1,1	28—38	16—22
VI	Довольно мягкие породы	Мягкий сланец. Мягкий известняк. Мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт, антрацит, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, цементированная галька, каменистый грунт	2	2,4	1,3—2,1	0,8—1,2	25—40	15—23
VIa	То же	Щебенистый грунт. Разрушенный сланец. Слежавшаяся галька и щебень. Отвердевшая глина. Крепкий каменный уголь	1,5	1,8—2	1,2—1,9	0,7—1,1	17—30	10—18
VII	Мягкие породы	Глина плотная. Средний каменный уголь. Крепкий нанос. Глинистый грунт	1	1,8	1,1—1,7	0,6—1,1	16—24	9—16
VIIa	То же	Легкая песчанистая глина, лесс, гравий. Мягкий уголь ( $f_{кр} = 0,6 \div 1$ )	0,8	1,6	1,1—1,6	0,6—0,9	14—19	8—12
VIII	Землистые породы	Растительная земля, торф, легкий суглинок, сырой песок	0,6	1,5	—	0,5—0,9	—	6—11
IX	Сыпучие породы	Песок-осыпи. Мелкий гравий. Насыпная земля. Добытый уголь	0,5	1,7	0,3—0,5	0,1—0,3	4—7	1—4
X	Пльвучие породы	Пльвуны. Болотистый грунт. Разжиженный лесс и другие разжиженные грунты ( $f_{кр} = 0,1 \div 0,3$ )	0,3	1,5—1,8	—	0,1—0,3	—	1—4

Примечание. Скорости распространения продольной и поперечной волны в различных породах взяты из книги: С. В. Медведев, Б. К. Карапетян, В. А. Быховский. Сейсмические воздействия на здания и сооружения. М., Изд-во лит. по стр., 1968 (табл. 4.1, с. 78).

Коэффициенты для определения напряжений в бетонных и железобетонных оболочках туннелей при двухосном растяжении

$\mu = \frac{R_{\text{нар}}}{R_{\text{внут}}}$	$\varphi$	Характеристика пород																	
		$E = 300 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,4$		$E = 500 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,4$		$E = 1000 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,4$		$E = 10\ 000 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,4$		$E = 50\ 000 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,38$		$E = 100\ 000 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,35$		$E = 150\ 000 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,3$		$E = 200\ 000 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,25$		$E = 250\ 000 \text{ кгс/см}^2, \nu = 0,2$	
		$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$
1,05	0	-14,57	53,79	-1,62	40,9	8,57	30,07	12,38	13,96	4,46	4,71	1,89	2,05	0,66	0,84	0,06	0,24	-0,27	-0,1
	30	5,32	38,92	11,69	32,37	16,5	26,69	14,8	15,21	5,86	5,83	2,98	2,97	1,67	1,63	1	1,04	0,61	0,66
	45	25,24	24,07	25	23,84	24,42	23,29	17,25	16,45	7,28	6,94	4,06	3,88	2,167	2,56	1,93	1,84	1,48	1,41
	60	45,18	9,2	38,32	15,32	32,36	19,9	19,68	17,7	8,69	8,06	5,16	4,79	3,69	3,41	2,87	2,65	2,36	2,17
	90	65,13	-5,68	51,63	6,79	40,29	16,5	22,17	18,92	10,1	9,18	6,26	5,71	4,69	4,27	3,81	3,46	3,23	2,93
1,1	0	-29,61	47,93	-18,95	37,9	-7,19	26,69	6,53	9,94	3,6	4,13	1,72	2,04	0,65	0,97	0,08	0,38	-0,26	0,04
	30	-8	30,19	-2,7	25,14	3,11	19,46	8,77	10	4,79	4,8	2,71	2,71	1,59	1,65	0,97	1,04	0,6	0,68
	45	13,62	12,44	13,55	12,87	13,39	12,24	11	10,05	5,99	5,46	3,7	3,37	2,54	2,32	1,88	1,72	1,46	1,34
	60	35,24	-5,3	29,81	-0,38	23,68	5	13,24	10,11	7,18	6,13	4,68	4,03	3,48	3	2,79	2,38	2,32	1,99
	90	56,85	-23,06	46,06	-13,15	33,96	-2,23	15,47	10,17	8,38	6,8	5,65	4,69	4,43	3,68	3,7	3,06	3,19	2,64
1,2	0	-14,69	23,55	-12,78	21,85	-9,26	18,67	1,96	7,59	2,39	3,44	1,36	1,94	0,54	1,06	0,04	0,55	-0,26	0,21
	30	-3,47	15,06	-2,52	14,21	-0,78	12,6	4,42	6,72	3,51	3,69	2,27	2,32	1,44	1,52	0,92	1,04	0,58	0,71
	45	7,77	6,57	7,73	6,57	7,7	6,52	6,9	5,85	4,63	3,92	3,2	2,71	2,34	1,99	1,8	1,52	1,44	1,21
	60	18,77	-1,91	18	-1,07	16,18	0,45	9,38	4,98	5,76	4,18	4,12	3,1	3,24	2,44	2,68	2,02	2,28	1,72
	90	30,21	-10,4	28,27	-8,71	24,66	-5,63	11,86	4,11	6,88	4,41	5,05	3,48	4,15	2,9	3,56	2,51	3,14	2,22
1,3	0	-6,84	13,17	-6,4	12,77	-5,43	11,91	0,42	6,38	1,67	3,05	1,07	1,82	0,42	1,09	0,003	0,62	-0,28	0,31
	30	-0,51	8,9	-0,3	8,69	0,18	8,26	2,89	5,32	2,81	3,09	1,99	2,09	1,32	1,42	0,88	1	0,56	0,72
	45	5,82	4,63	5,8	4,62	5,78	4,6	5,35	4,27	3,94	3,13	2,9	2,31	2,2	1,76	1,75	1,39	1,41	1,12
	60	12,15	0,37	11,9	0,54	11,39	0,94	7,83	3,2	5,08	3,19	3,82	2,55	3,1	2,09	2,62	1,76	2,26	1,54
	90	18,48	-3,9	18	-3,53	16,98	-2,71	10,3	2,14	6,21	3,23	4,73	2,78	3,99	2,42	3,48	2,15	3,12	1,94

**4.70.** Напряжения по пп. 4.68, 4.69 прикладываются как статические нагрузки, действующие на скальный массив с отверстием, подкрепленным обделкой. Нагрузки прикладываются вдали от обделки (в некоторых расчетных схемах — на бесконечности) и выполняется статический расчет одним из методов, изложенных в гл. 4. Схема приложения нагрузок аналогична рис. 4.13 к п. 4.33.

Такой расчет на сейсмические воздействия, называемый квазистатическим, применим при условии малости размеров поперечного сечения подземного сооружения по сравнению с длиной сейсмической волны. Для гидротехнических туннелей в скальных породах это условие выполняется практически всегда.

Для некруговых обделок существенно направление сейсмической волны. Если это направление неизвестно, то следует выполнять расчеты при различных направлениях и для каждого сечения учитывать направление, дающее наибольшие напряжения [27].

**4.71.** Величины  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $T_0$  следует определять по данным инженерно-сейсмологических изысканий. При отсутствии этих данных допускается принимать  $T_0 = 0,5$  с, а скорости  $c_1$ ,  $c_2$  — по табл. 4.9. В табл. 4.9 приведены также величины сейсмических напряжений по п. 4.68 при  $k_c = 0,1$  (9 баллов) и  $T_0 = 0,5$  с.

**4.72.** Напряжения в круговых обделках от сейсмического воздействия (распространения сейсмических волн) по п. 4.68 определяются по формулам:

$$\text{на внутренней поверхности обделки } \sigma_{\text{обд}}^{\text{вн}} = a_1 p;$$

$$\text{на наружной поверхности обделки } \sigma_{\text{обд}}^{\text{н}} = a_2 p,$$

где  $a_1$  и  $a_2$  — коэффициенты, зависящие от упругих характеристик породы и обделки, для сечений, находящихся под углом  $\Theta^\circ$  к горизонтали, и определяемые по табл. 4.10. От  $\sigma$  можно перейти к  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  по формулам пп. 4.37, 4.38.

**4.73.** Максимальное сейсмическое давление воды в напорных туннелях для предварительных расчетов (без учета относительной длины туннеля и внутреннего давления) определяется по формуле

$$p_{\text{в}} = \frac{1}{2\pi} k_c \gamma_{\text{в}} c_{\text{в}} T_0 \approx 100 k_c \text{ тс/м}^2;$$

где  $\gamma_{\text{в}}$  — объемный вес воды;

$c_{\text{в}}$  — скорость распространения звуковой волны в воде, равная 1300 м/с.

**4.74.** При расчете на прочность элементов конструкций туннелей кроме коэффициента условий работы  $m$ , принимаемого согласно п. 2.4, ввиду кратковременности действия сейсмической нагрузки учитывается дополнительный коэффициент условий работы, равный  $m_{\text{кр}} = 1,2$  для бетонных и железобетонных конструкций и  $m_{\text{кр}} = 1,4$  для стальных конструкций.

## 5. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБДЕЛОК

**5.1.** Расчет бетонных и железобетонных сечений обделок следует выполнять согласно главе СНиП II-56-77 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений» при учете «Указаний по проектированию гидротехнических туннелей» (СН 238-73). Сечения назначаются минимальными по условиям производства работ и прочности.

5.2. Расчет по I группе предельных состояний (на прочность) производится в предположении работы бетона только на сжатие, а металла — на растяжение и сжатие.

Расчет выполняется на расчетные нагрузки с учетом расчетных сопротивлений.

Расчетные формулы представлены здесь в двух формах — кратко в табл. 5.1—5.3 и в форме подробных схем расчетов 5.1—5.7. При расчетах большого числа вариантов рекомендуется использовать программы прил. 25.

5.3. Расчет по II группе предельных состояний (на трещиностойкость и трещинообразование) выполняется на нормативные нагрузки (без коэффициента перегрузки) с учетом нормативных сопротивлений при коэффициенте надежности  $k_n=1$ . Расчетные формулы даны в табл. 5.1—5.3 и схемах расчетов 5.8—5.12, нормативные сопротивления — в главе СНиП II-56-77, расчетные коэффициенты и значения допустимого раскрытия трещин — в гл. 2.

5.4. В табл. 5.1—5.3 и схемах расчетов 5.1—5.12 используются следующие обозначения:

- $M, N$  — изгибающий момент и продольное усилие в обделке от действия расчетных нагрузок;
- $M^n, N^n$  — то же, от действия нормативных нагрузок;
- $m$  — коэффициент условий работы, принимается по табл. 2.2 (глава 2) \*;
- $k_n$  — коэффициент надежности, принимается согласно главе СНиП II-50-74 (см. п. 2.4 в гл. 2 данного Руководства);
- $n_c$  — коэффициент сочетаний (см. п. 2.4);
- $R_{пр}, R_p$  — расчетные сопротивления бетона при осевом сжатии (призмная прочность), сжатии при изгибе, растяжении;
- $R_p^n$  — нормативное сопротивление бетона растяжению;
- $R_a$  — расчетное сопротивление арматуры;
- $R$  — расчетное сопротивление жесткой арматуры;
- $d$  — диаметр арматуры, мм;
- $F_a$  — площадь сечения растянутой арматуры;
- $F_a'$  — площадь сечения сжатой арматуры;
- $F_{a.ж}, W$  — площадь сечения и момент сопротивления жесткой арматуры;
- $F_{пр}, W_{пр}, I_{пр}$  — приведенные площадь, момент сопротивления и момент инерции железобетонного сечения;
- $b$  — ширина сечения, обычно  $b=100$  см;
- $h$  или  $h_{об}$  — высота сечения;
- $e_0, e, e'$  — эксцентриситеты продольной силы относительно соответственно центра сечения, растянутой арматуры, сжатой арматуры;
- $a$  — защитный слой (до центра тяжести растянутой арматуры);
- $h_0 = h_{об} - a,$
- $a_1$  — расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести жесткой арматуры;
- $a_T$  — величина раскрытия трещин;

\* Принимается единый коэффициент условий работы для бетона и арматуры; в обозначениях СНиП II-56-77  $m_a = m_b = m$ .

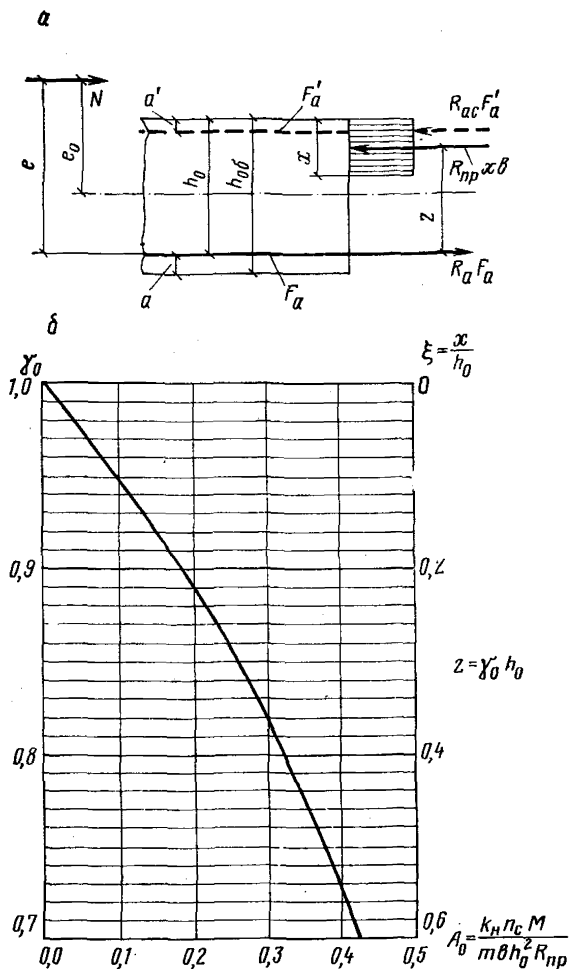


Рис. 5.1. К расчету железобетонного сечения

$a$  — схема действующих сил;  $b$  — график для определения плеча внутренней пары сил

$p^n$  — нормативное внутреннее давление воды в напорном туннеле;

$k_0$  — коэффициент удельного отпора породы;

$y$  — высота растянутой зоны трещиностойкого сечения;

$z$  — плечо внутренней пары.

5.5. В напорных туннелях кругового сечения при величине отношения внутреннего напора  $p$ , кгс/см<sup>2</sup>, к коэффициенту удельного отпора  $K_0$ , кгс/см<sup>3</sup>;  $p/K_0 \leq 1/7$  расчет прочности на действие внутреннего напора можно не производить, так как напор может быть полностью воспринят породой.

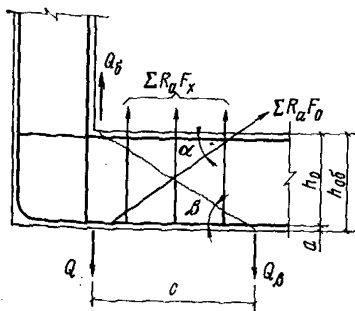


Рис. 5.2. К расчету на поперечную силу

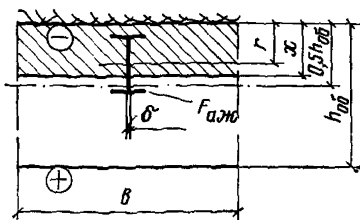


Рис. 5.3. Внецентренное сжатие при расположении жесткой арматуры в сжатой и растянутой зонах

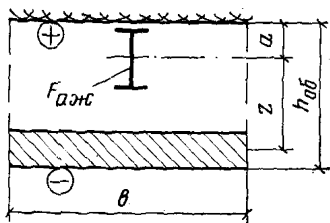


Рис. 5.4. Внецентренное сжатие при расположении арматуры в растянутой зоне

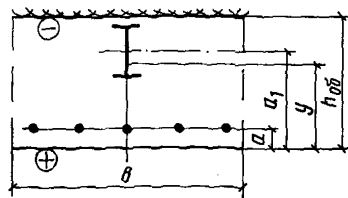


Рис. 5.5. К расчету трещиностойкости сечения

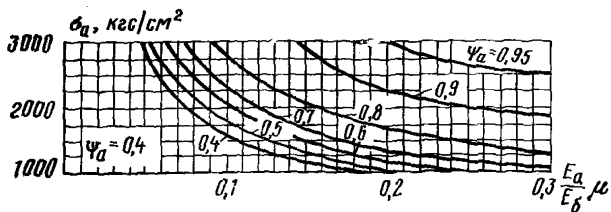


Рис. 5.6. Графики для определения  $\Psi_a$  для центрально-растянутых элементов (по главе СНиП II-56-77)

5.6. В корытообразном сечении наиболее напряженной оказывается лотковая часть. Плоский лоток должен быть проверен не только на действие продольной силы и изгибающего момента, но и на действие поперечной силы и заармирован как продольной, так и, если нужно по расчету, поперечной арматурой.

5.7. Временная металлическая арочная или рамная крепь, применяемая в породах  $f_{кр} < 4$ , должна в обязательном порядке вводиться в конструкцию постоянной обделки и учитывается в ее расчете в качестве жесткой арматуры. При этом в безнапорных туннелях при нагрузке только горным давлением дополнительного армирования свода и стен обычно не требуется.

5.8. В напорных туннелях также необходимо использовать арочную крепь в работе на внутренний напор и вводить в расчет с коэффициентом условий работы  $m$ , который принимается в зависимости от конструкции стыков, но не менее 0,5.

В напорных туннелях должна предусматриваться в обязательном порядке замкнутая внутренняя арматурная сетка. Проверка величины раскрытия трещин обязательна; в ее расчет вводятся диаметр и коэффициент армирования гибкой арматуры, а напряжения в сечении определяются с учетом всего сечения металла.

5.9. В строительных туннелях и других туннелях, где возможны абразивные влекомые наносы, толщина защитного слоя увеличивается по расчету на истирание (см. пп. 8.18 и 12.3 ч. I, прил. 11).

## Расчет по I группе предельных состояний

### Бетонные сечения

Схема расчета 5.1

#### *Внецентренное и центральное сжатие*

1.  $N$ ,  $M$ ,  $h_{об}$  и марка бетона берутся из статического расчета.
2.  $e_0 = M/N$ .
3. При  $e_0 > 0,45 h_{об}$  перейти к п. 8.
4. При  $e_0 \leq 0,45 h_{об}$  перейти к п. 5.
- 5.\*  $R_{пр}$  — по СНиП II-56-77;  $k_n$ ,  $n_c$  по п. 2.4;  $m$  — по табл. 2.2.
6.  $k_n n_c N \leq m b R_{пр} (h_{об} - 2e_0)$ .

Прочность сечения обеспечена, конец.

7. При  $k_n n_c N > m b R_{пр} (h_{об} - 2e_0)$  необходимо увеличение сечения или армирование.
8.  $R_p$  — по СНиП II-56-77;  $k_n$ ,  $n_c$  — по п. 2.4;  $m$  — по табл. 2.2.
9.  $\frac{6M}{bh_{об}^2} - \frac{N}{bh_{об}} \leq 1,75 \frac{m}{k_n n_c} R_p$ .

Прочность сечения достаточна, конец.

10. При  $\frac{6M}{bh_{об}^2} - \frac{N}{bh_{об}} > 1,75 \frac{m}{k_n n_c} R_p$  рекомендуется проведение расчета обделки с допущением пластических шарниров.

\* Здесь и далее см. также гл. 4 ч. I данного Руководства.



Вид усилий	Формулы для расчета бетонных сечений		
	I группа предельных состояний	II группа предельных состояний	
	Расчет прочности	Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин
Центральное растяжение	—	$N^H \leq mbh_{06}R_p^H$	Только для обделок напорных туннелей $a_T = c_T \frac{p^H}{K_0};$ $c_T = 0,28 + 6,25 \frac{p^H}{K_0}$
Внецентренное растяжение	—	$\frac{6M^H}{1,75bh_{06}^2} + \frac{N^H}{bh_{06}} \leq mR_p^H$	—
Внецентренное сжатие и центральное сжатие	При $e_0 = \frac{M}{N} \leq 0,45h_{06}$ $k_{Hn_c}N \leq mb(h_{06} - 2e_0)R_{np}$ при $e_0 > 0,45h_{06}$ $k_{Hn_c} \left( \frac{6M}{bh_{06}^2} - \frac{N}{bh_{06}} \right) \leq 1,75R_{pm}$	$\frac{6M^H}{bh_{06}^2} - \frac{N}{bh_{06}} \leq 1,75mR_p^H$	—

Вид нагрузки	Формулы для расчета железобетонных сечений		
	I группа предельных состояний	II группа предельных состояний	
	Расчет прочности	Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин
Внецентренное растяжение	<p>а) Случай малых эксцентриситетов (сила расположена между арматурой):</p> $F_a = \frac{k_n n_c N e'}{m R_a (h_0 - a')};$ $F'_a = \frac{k_n n_c N e}{m R_a (h_0 - a)};$ $e_0 = \frac{M}{N}, \quad e = \frac{h_0 - a'}{2} - e_0;$ $e' = \frac{h_0 - a}{2} + e_0;$ $h_0 = h_{06} - a$	$\frac{M^H}{1,75 W_{np}} + \frac{N^H}{F_{np}} \leq m R_p^H.$ <p>При симметричном армировании:</p> $F_{np} = b h_{06} + \frac{E_a}{E_6} F_a;$ $W_{np} = \frac{b h_{06}^2}{6} +$ $+ \frac{E_a}{E_6} F_a \frac{(h_0 - a')^2}{2 h_{06}}$	$a_r = \bar{a} \frac{d}{100} \leq [a_r]$ <p><math>\bar{a}_r</math> — по графикам на рис. 5.7</p> <p>По <math>\mu = \frac{F_a}{b h_0}; \frac{e_0}{h_{06}}</math> и <math>\sigma_a</math>;</p> <p>а) <math display="block">\sigma_a = \frac{N^H e'}{F_a (h_0 - a')};</math></p> <p>б) <math display="block">\sigma_a = \frac{N^H (e + z)}{F_a z}</math></p>
	<p>б) Случай больших эксцентриситетов:</p> $F_a = \frac{k_n n_c}{m R_a} \left( \frac{M_a}{z} + N \right);$ $M_a = M - 0,5 N (h_0 - a');$ $z = \gamma_0 h_0; \gamma_0 \text{ — по графику рис. 5.1)}$		

Вид нагрузки	Формулы для расчета железобетонных сечений		
	I группа предельных состояний	II группа предельных состояний	
	Расчет прочности	Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин
Центральное растяжение	$k_n n_c N \leq m R_a F_a$	$N^H \leq m (b h_{об} R_p^H + 300 F_a)$	$a_r = \left( \frac{\sigma_a - 200}{E_a} \psi_{a,дл} - 0,0001 \right) l_r;$ $\sigma_a = \frac{N}{F_a}; \quad \mu = \frac{F_a}{b h_{об}};$ $l_r = \beta \frac{d}{4\mu};$ $\beta = 0,5; \psi_{a,дл} \text{ — по рис. 5.6}$
Изгиб	$F_a = \frac{k_n n_c M}{m R_a z};$ $z = \gamma_0 h_0 (\gamma_0 \text{ — по графику рис. 5.1};$ $\gamma_0 \geq 0,7)$	$\frac{M^H}{1,75 W_{пр}} \leq m R_p^H$	$a_r = \bar{a}_r \frac{d}{100} \leq [a_r]$ $\bar{a}_r \text{ — по графику на рис. 5.7}$ $\text{По } \mu = \frac{F_a}{b h_0}, \frac{e_0}{h_{об}} \text{ и } \sigma_a$ $\sigma_a = \frac{M^H}{F_a z}$

$$F_a = \frac{k_n n_c}{m R_a} \left( \frac{M_a}{z} - N \right);$$

$$M_a = M + N \frac{h_0 - a'}{2};$$

$$z = \gamma_0 h_0 \quad (\gamma_0 \text{ — по графику рис. 5.1,} \\ \gamma_0 \geq 0,7)$$

Внецентренное сжатие

При  $\gamma_0 < 0,7$  необходимо увеличение сечения или учет  $F'_a$

$$\text{При} \quad e_0 \leq \frac{h_{об}}{6}$$

$$F'_a = \frac{k_n n_c N e - 0,5 m R_{пр} h_0^2}{m R_a (h_0 - a')}$$

$$\frac{M^H}{W_{пр}} - \frac{N^H}{F_{пр}} \leq 1,75 R_p^H$$

( $F_{пр}$ ,  $W_{пр}$  — приведенные площадь и момент сопротивления сечения)

но

$a_x$  — как при изгибе,

$$\sigma_a = \frac{N^H (e - z)}{F_a z}$$

Вид нагрузки	Формула для расчета железобетонных сечений		
	I группа предельных состояний	II группа предельных состояний	
	Расчет прочности	Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин
Поперечная сила (обязательно проверяются плоские лотки)	Должно соблюдаться условие $k_{нпс}Q \leq 0,287 R_{нп}bh_0.$ Армирования не требуется при $k_{нпс}Q \leq 0,9 R_p bh_0$ или $k_{нпс}Q \leq 1,15 Q_6,$ где $Q_6 = (0,5 + 2\xi) R_p bh_0 \operatorname{tg} \beta;$ $h_0 = h_{об} - a;$ $\xi = \frac{F_a R_a \pm N}{bh_0 R_{нп}}$	$\sigma_{гд} = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2};$ $\sigma = \frac{N}{F_{нп}};$ $u = \frac{Q}{bz}; z = 0,9h_0;$ $F_{нп} = bh_{об} + \frac{E_a}{E_б} F_a;$ $\sigma_{гд} \leq mR_p^н$	—

(знак «+» — при внецентренном сжатии; «-» — при внецентренном растяжении).

$$1,5 \geq \operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Qh_0}} \geq 0,5$$

(см. рис. 5.2).

При  $k_n n_c Q > 1,15Q_6$

$$k_n n_c Q \leq mR_a (\sum F_x + F_0 \sin \alpha) + mQ_6$$

1. При внецентренном растяжении с малыми эксцентриситетами  $Q_6 = 0$ .
2. При  $h_{o6} \geq 60$  см  $Q_6$  следует уменьшать на 20%

Таблица 5.3

Вид усилий	Формулы для расчета железобетонных сечений с гибкой и жесткой арматурой		
	I группа предельных состояний	II группа предельных состояний	
	Расчет прочности	Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин
Центральное растяжение	$k_{нпс}N \leq m (m_1 F_{a.ж} R + F_a R_a)$ <p>(<math>m_1 \geq 0,5</math> в зависимости от конструкции стыков и других условий работы крепи)</p>	$N^H \leq m [bh_0 R_p + 300 \times (F_{a.ж} + F_a)]$	$a_T = \left( \frac{\sigma_a - 200}{E_a} \psi_{a.лл} - 0,0001 \right) l_T;$ $\sigma_a = \frac{N^H}{F_{a.ж} + F_a};$ $\mu = \frac{F_a}{bh_{об}};$ $l_T = \beta \frac{d}{4\mu};$ <p><math>\beta = 0,5</math> (<math>\psi_{a.лл}</math> — по графику рис. 5.6)</p>

Внецентрен-  
ное сжатие

Случай, показанный на рис. 5.3:

$$x = 0,5 h_{06} - e_0 +$$

$$+ \sqrt{(e_0 - 0,5 h_{06})^2 + R \frac{1,17W +}{0,5 R_{np} \frac{b}{n} +}}$$

$$\frac{\sqrt{V + \delta r (2e_0 - h_{06} + r)}}{+ \delta R}$$

$$k_H n_c N \leq m [R_{np} b x - 2\delta (r - x) R].$$

Если условие прочности не удовлетворяется, рекомендуется расчет обделки на прочность вести с допущением образования пластических шарниров [15].

Случай, показанный на рис. 5.4:

$$F_{a.ж} \geq \left( \frac{M_a}{zR} - \frac{N}{R} \right) \frac{k_H n_c}{m};$$

$$z = \gamma_0 h_0$$

Случай, показанный на рис. 5.5:

$$y = \frac{0,5 b h_{06}^2 + \frac{E_a}{E_6} (F_{a.ж} a_1 + F_a a)}{b h_{06} + \frac{E_a}{E_6} (F_{a.ж} + F_a)};$$

$$F_{np} = b h_{06} + \frac{E_a}{E_6} (F_{a.ж} + F_a);$$

$$I_{np} = \frac{b y^3}{3} + \frac{b (h_{06} - y)^3}{3} +$$

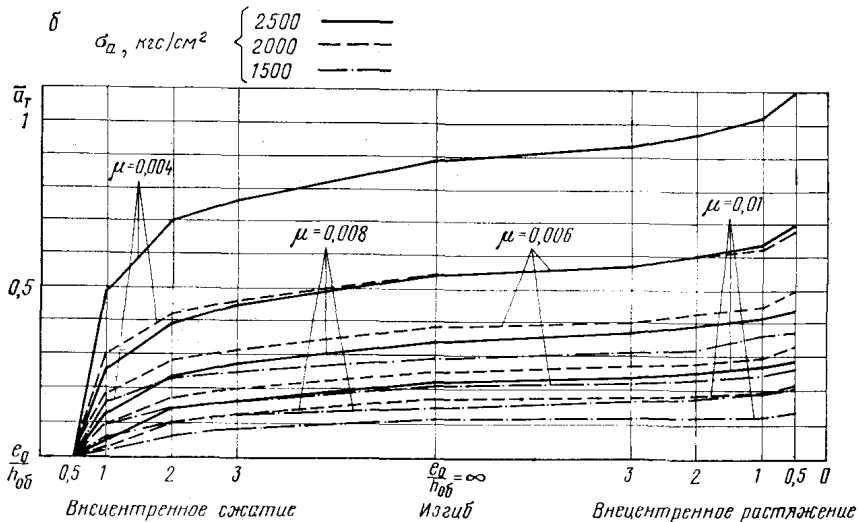
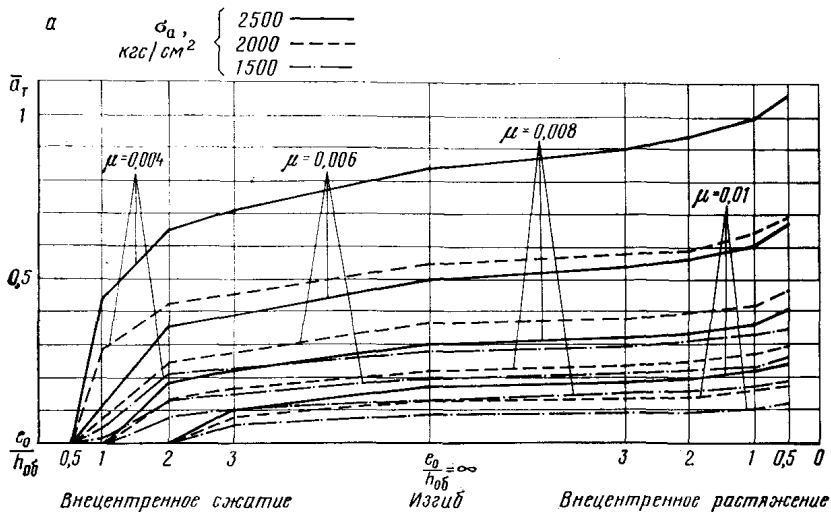
$$+ \frac{E_a}{E_6} [I_{a.ж} + F_{e,ж} (a_1 - y)^2 +$$

$$+ F_a (y - a)^2];$$

$$\sigma = \frac{M^H y}{I_{np}} - \frac{N^H}{F_{np}} \leq$$

$$\leq 1,75 m R_p^H$$





**Рис. 5.7. Графики для определения величины раскрытия трещин при длительном действии нагрузки**

**а** — для бетона марки М 200; **б** — для бетона марки М 250

*Внецентренное сжатие*

1.  $N$ ,  $M$ ,  $h_{об}$  и марка бетона берутся из статического расчета.
2.  $e_0 = M/N$ .
3. При  $e_0 > \frac{1}{6} h_{об}$  перейти к п. 5.
4. При  $e_0 \leq \frac{1}{6} h_{об}$  перейти к п. 15.
5.  $h_0 = h_{об} - a$ .
6.  $R_{пр}$ ,  $R_a$  — по СНиП II-56—77;  $k_n$ ,  $n_c$  — по п. 2.4.
7. Первоначально расчет вести при  $F_a' = 0$ .
8.  $M_a = M + N(h_{об}/2 - a) - mF_a'R_{ac}(h_0 - a)$ .
9.  $A_0 = \frac{k_n n_c M_a}{m R_{пр} b h_0^2}$ .
10. При  $A_0 > 0,4$  требуется увеличение высоты сечения или сжатая арматура — тогда задать  $F_a'$  и перейти к п. 8.
11. При  $A_0 \leq 0,4$  перейти к п. 12.
12.  $\gamma_0 = 1 - 0,5(1 - \sqrt{1 - 2A_0})$ ; можно использовать рис. 5.1.  
 $z = \gamma_0 h_0$ ,
13.  $F_a = \frac{k_n n_c M_a}{m R_a z} - \frac{k_n n_c N}{m R_a} + F_a'$ .
14. Выполняется подбор арматуры, конец.
15.  $e = e_0 + \frac{h_{об} - 2a}{2}$ .
16.  $e' = \frac{h_{об} - 2a}{2} - e_0$ .
17.  $F_a' = \frac{k_n n_c N e - 0,5 m R_{пр} b (h_{об} - a)^2}{m R_a (h_{об} - 2a)}$ .
18.  $F_a = \frac{k_n n_c N e' - 0,5 m R_{пр} b (h_{об} - a)^2}{m R_a (h_{об} - 2a)}$ .

Если  $F_a' < 0$ ,  $F_a < 0$ , то арматуры не требуется.

19. Подбирается сечение арматуры, конец.

*Внецентренное растяжение и изгиб*

1.  $N$ ,  $M$ ,  $h_{об}$  и марка бетона берутся из статического расчета; при  $N=0$  перейти к п. 5.

2.  $e_0 = M/N$ .

3. При  $e_0 < \frac{h_{об} - 2a}{2}$  перейти к п. 15.

4. При  $e_0 > \frac{h_{об} - 2a}{2}$  перейти к п. 5.

5.  $h_0 = h_{об} - a$ .

6.  $R_{пр}$ ,  $R_a$  — по СНиП II-56—77;  $k_n$ ,  $n_c$  — по п. 2.4;  $m$  — по табл. 2.2.

7.  $M_a = M - N(h_{об}/2 - a)$ .

8.  $A_0 = \frac{k_n n_c M_a}{m R_{пр} b h_0^2}$ .

9. При  $A_0 > 0,4$  необходимо увеличение сечения.

10. При  $A_0 \leq 0,4$  перейти к п. 11.

11.  $\gamma_0 = 1 - 0,5(1 - \sqrt{1 - 2A_0})$ , можно использовать рис. 5.1,

12.  $z = \gamma_0 \cdot h_0$

13.  $F_a = \frac{k_n n_c M_a}{m R_a z} + \frac{k_n n_c N}{m R_a}$  } определяется расчетное сечение арматуры.

14. Выполняется подбор арматуры, конец.

15.  $e' = e_0 + \frac{h_{об} - 2a}{2}$

16.  $e = \frac{h_{об} - 2a}{2} - e_0$

17.  $F_a = \frac{k_n n_c N e'}{m R_a (h_{об} - 2a)}$

18.  $F'_a = \frac{k_n n_c N e}{m R_a (h_{об} - 2a)}$

} определяется расчетное сечение арматуры

19. Выполняется подбор арматуры, конец.

*Центральное сжатие*

1. Расчетные усилия  $N$ ,  $h_{об}$  и марка бетона принимаются из статического расчета; выбирается марка арматуры и  $a$  — защитный слой бетона до центра арматуры.

2.  $R_{пр}$ ,  $R_a$  — по СНиП II-56—77;  $k_n$ ,  $n_c$  — по п. 2.4;  $m$  — по табл. 2.2.

$$3. F_a = \frac{k_n n_c N - m b h_{об} R_{пр}}{m R_a}.$$

4. Подбирается сечение арматуры, конец.

Схема расчета 5.5

#### Центральное растяжение

1. Расчетные значения  $N$  принимаются из статического расчета.

Выбирается марка стали.

2.  $R_a$  — по СНиП II-56-77;  $k_n, n_c$  — по п. 2.4;  $m$  — по табл. 2.2.

$$3. F_a = \frac{k_n n_c N}{m R_a}.$$

4. Подбирается сечение арматуры, конец.

Схема расчета 5.6

#### Расчет на поперечную силу

1.  $Q, M, N, h_{об}$  и марка бетона берутся из статического расчета;  $R_{пр}, R_p, R_{a.х}, R_a$  — по СНиП II-56-77;  $k_n, n_c, m$  — п. 2.4.

2. Если  $k_n n_c Q > 0,287 R_{пр} b h_0$ , то сечение должно быть увеличено.

3. Если  $k_n n_c Q \leq 0,9 R_p b h_0$ , то армирования по расчету на поперечную силу не требуется, конец.

4. Если растягивающая сила  $N$  действует в пределах расстояния между  $F_a$  и  $F_a'$ , то принять  $Q_6 = 0, Q_6 = Q$  и перейти к п. 9.

5. Относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\xi = \frac{F_a R_a \pm N}{R_{пр} b \cdot h_0}$$

(знак «+» — при сжатии; знак «-» — при растяжении).

6. Угол  $\beta$ , образованный наклонной трещиной и продольной осью элемента:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q h_0}} \quad \text{при этом}$$

если  $\operatorname{tg} \beta < 0,5$ , то принять  $\operatorname{tg} \beta = 0,5$ ;

если  $\operatorname{tg} \beta > 1,5$ , то принять  $\operatorname{tg} \beta = 1,5$ .

7. Поперечная сила  $Q_6$ , воспринимаемая бетоном сжатой зоны в наклонном сечении:

$$Q_6 = (0,5 + 2\xi) R_p b h_0 \operatorname{tg} \beta;$$

если  $h_{об} \geq 60$  см, то уменьшить  $Q_6$  на 20%.

8. Поперечная сила  $Q$  в конце наклонной трещины на расстоянии  $c = h_0 / \operatorname{tg} \beta$  от ее начала находится по эпюре поперечных сил (см. рис. 5.2);  
при  $k_n n_c Q \leq 1,15 Q_6$  расчетного армирования не требуется, конец

9. Определение необходимого количества поперечной арматуры  $F_Q$ :

$$F_Q = \frac{k_{нн} n_c Q_\beta - 1,15 Q_0}{m R_{a,x}}$$

10. Конструирование поперечной арматуры — хомутов  $F_x$  и отгибов  $F_0$  из условия

$$F_Q \leq \sum F_x + \sum F_0 \sin a, \text{ конец.}$$

### Железобетонное сечение с жесткой арматурой

Схема расчета 5.7

#### Внецентренное сжатие

1. Расчетные значения усилий  $N$ ,  $M$ ,  $h_{об}$  и марка бетона принимаются из статического расчета; марка стали и расположение  $r$ ,  $b$  — по чертежам временной крепи.
2. При расположении прокатных профилей со стороны сжатой зоны перейти к п. 4.
3. При расположении прокатных профилей со стороны растянутой зоны перейти к п. 19.
4.  $e_0 = M/N$ .
5. При  $e_0 < 0,45 h_{об}$  перейти к п. 25.
6. При  $e_0 \geq 0,45 h_{об}$  перейти к п. 7.
7.  $R_{пд}$  — по СНиП II-56-77,  $R$  — по СНиП II-B.3-72;  $\delta$  (толщина стенки двутавра) и  $n$  (число двутавров на ширине  $b$ ) — по чертежам временной крепи.

8.  $p_0 = 2(e_0 - 0,5h_{об})$ .

9.  $A = 0,5R_{пд}b + Rn\delta$ .

10.  $B = 2n\delta Rr$ .

11.  $q_0 = -\frac{1}{A} [1,17nWR + B(e_0 - 0,5h + 0,5r)]$

[ $W$  — момент сопротивления прокатного профиля (двутавра)].

12.  $x = -\frac{p_0}{2} + \sqrt{\left(\frac{p_0}{2}\right)^2 - q_0}$ .

13. При  $k_{нн} n_c N \leq m(2Ax - B)$  — конец.

14. При  $k_{нн} n_c N > m(2Ax - B)$  выполнить расчет обделки с образованием пластических шарниров согласно [15] или перейти к п. 15 (дополнительная установка стержневой арматуры).

15.  $p = p_0 - 2(e_0 + 0,5h_{об} - a)$ .

16.  $q = q_0 + \frac{1}{A} [B + N](e_0 + 0,5h_{об} - a)$ .

$$17. x = -\frac{p}{2} - \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}.$$

$$18. F_a = \frac{k_n n_c}{m R_a} (2Ax - B - N) \text{ — подбор арматуры, конец}$$

( $F_a$  — требуемая площадь стержневой арматуры).

$$19. M_a = M + N(0,5h_{об} - r).$$

$$20. h_0 = h_{об} - r.$$

$$21. A_0 = \frac{k_n n_c M_a}{m R_{пр} b h_0^2}.$$

$$22. \gamma_0 = 1 - 0,5(1 - \sqrt{1 - 2A_0}) \text{ можно использовать рис. 5.1.}$$

$$23. z = \gamma_0 h_0.$$

$$24. \text{ При } F_{a.ж} \geq \frac{k_n n_c}{n R} (M_a/z - N) \text{ конец, иначе изменить сечение и повторить расчет.}$$

$$25. e' = e_0 - 0,5h_{об} + r.$$

$$26. \text{ При } k_n n_c N \leq \frac{0,5m R_{пр} b (h_{об} - r)^2}{e'} \text{ конец, иначе изменить сечение и повторить расчет.}$$

## Расчет по II группе предельных состояний

### Расчет бетонных и железобетонных сечений по образованию трещин

Схема расчета 5.8

#### Внецентренное сжатие

1. Нормативные усилия  $N^н$ ,  $M^н$ ,  $h_{об}$  и марка бетона берутся из статического расчета.

$F_a$ ,  $F_{a.ж}$  — из расчета по I группе предельных состояний.

$$2. E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2; E_б \text{ — по СНиП II-56-77.}$$

$$3. E_{пр} = b h_{об} + \frac{E_a}{E_б} \sum (F_{a i} + F_{a.ж}).$$

$$4. y = \frac{0,5b h_{об}^2 + \frac{E_a}{E_б} \sum (F_{a i} y_{a i} + F_{a.ж} r)}{b h_{об} + \frac{E_a}{E_б} \sum (F_{a i} + F_{a.ж})}.$$

5.  $I_{пр} = \frac{bh_{об}^3}{12} + bh_{об}(0,5h_{об} - y)^2 + \frac{E_a}{E_6} \sum [F_{ai}(y - y_{ai})^2 + F_{a.ж}(y - r)^2]$ .
6.  $R_p^н$  — по СНиП II-56-77;  $m$  — по табл. 2.2.
7. При  $\frac{M^н}{I_{пр}} \cdot y - \frac{N^н}{F_{пр}} < 1,75mR_p^н$  — конец.
8. При  $\frac{M^н}{I_{пр}} \cdot y - \frac{N^н}{F_{пр}} > 1,75mR_p^н$  необходимо или увеличение сечения, или переход к нетрещиностойкой конструкции.

Схема расчета 5.9

*Внецентренное растяжение и изгиб*

- Нормативные усилия  $N^н$ ,  $M^н$ ,  $h_{об}$  и марка бетона берутся из статического расчета.  
 $F_a$  и  $F_{a.ж}$  — из расчета по I группе предельных состояний.
- $E_a = 2,1 \cdot 10^4$  кгс/см<sup>2</sup>;  
 $E_6$  — по СНиП II-56-77.
- $F_{пр} = bh_{об} + \frac{E_a}{E_6} \sum (F_{ai} - F_{a.ж})$ .
- $y = \frac{0,5bh_{об}^2 + \frac{E_a}{E_6} \sum (F_{ai}y_{ai} + F_{a.ж}r)}{bh_{об} + \frac{E_a}{E_6} \sum (F_{ai} + F_{a.ж})}$ .
- $I_{пр} = \frac{bh_{об}^3}{12} + bh_{об}(0,5h_{об} - y)^2 + \frac{E_a}{E_6} \sum [F_{ai}(y - y_{ai})^2 + F_{a.ж}(y - r)^2]$ .
- $R_p^н$  — по СНиП II-56-77;  $m$  — по табл. 2.2.
- При  $\frac{M^н y}{1,75I_{пр}} + \frac{N^н}{F_{пр}} \leq mR_p^н$  — конец.
- При  $\frac{M^н y}{1,75I_{пр}} + \frac{N^н}{F_{пр}} > mR_p^н$  необходимо или увеличение сечения, или переход к нетрещиностойкой конструкции.

## Расчет величины раскрытия трещин в железобетонных обделках

Схема расчета 5.10

### Центральное растяжение

1. Нормативные усилия  $N^н$  и  $h_{об}$ ,  $F_a$ ,  $F_{a.ж}$ , марка бетона, диаметр арматуры  $d$  берутся из статического расчета.

$$2. \sigma_a = \frac{N^н}{F_a + F_{a.ж}}.$$

$$3. \mu = \frac{F_a}{bh_{об}} \text{ (} F_{a.ж} \text{ не учитывается).}$$

4.  $\psi_a$  — по рис. 5.6.

$$5. \psi_{a.пл} = \frac{2\psi_a + 1}{3}.$$

6.  $\beta = 0,5$  для арматуры периодического профиля, а для гладкой —  $\beta = 1$ .

$$7. l_T = \beta \frac{d}{4\mu}.$$

$$8. a_T = \left( \frac{\sigma_a - 200}{E_a} \psi_{a.пл} - 0,0001 \right) l_T.$$

9. По табл. 2.3 определяют  $[a_T]$ .

10. При  $[a_T] \geq a_T$ , — конец.

11. При  $a_T > [a_T]$  необходимо или уменьшить  $d$ , или увеличить  $F_a$ , или уменьшить толщину обделки и произвести весь расчет заново.

Схема расчета 5.11

### Внецентренное действие силы и изгиб

1. Нормативные усилия  $N^н$ ,  $M^н$  толщина обделки —  $h_{об}$ , марка бетона  $R_{пр}$ ,  $F_a$  берутся из статического расчета и расчета сечений по первой группе предельных состояний.

2. При внецентренном сжатии

$$M_a^н = M^н + N^н \left( \frac{h_{об}}{2} - a \right).$$

3. При внецентренном растяжении

$$M_a^н = M^н - N^н \left( \frac{h_{об}}{2} - a \right).$$

4. При изгибе  $M_a^н = M^н$ .



5.  $h_0 = h_{об} - a$ .

6.  $A_0 = \frac{M_a^H}{bh_0^2 R_{пр} m}$ .

7.  $\gamma_0 = 1 - 0,5(1 - \sqrt{1 - 2A_0})$ ; можно использовать рис. 5.1.

8.  $z = \gamma_0 h_0$ .

9. При внецентренном сжатии  $\sigma_a = \frac{M_a^H}{F_a z} - \frac{N^H}{F_a}$ .

10. При внецентренном растяжении  $\sigma_a = \frac{M_a^H}{F_a z} + \frac{N^H}{F_a}$ .

11. При изгибе  $\sigma_a = \frac{M_a^H}{F_a z}$ .

12.  $\frac{e_0}{h_{об}} = \frac{M^H}{N^H h_{об}}$ .

13.  $\mu = \frac{F_a}{bh_{об}}$ .

14. По  $\sigma_a$  и  $e_0/h_{об}$  определяются  $a_r$ :  
 при бетоне марки 200 — по рис. 5.7;  
 при бетоне марки 250 — по рис. 5.8.

15.  $a_r = \frac{\bar{a}_r d}{100}$ ,

16. По табл. 2.3 определяется допустимая величина раскрытия трещин  $[a_r]$ .

17. При  $a_r \leq [a_r]$  — конец.

18. При  $a_r > [a_r]$  необходимо или уменьшить  $d$ , или увеличить  $F_a$ , или уменьшить толщину обделки и произвести весь расчет заново.

Схема расчета 5.12

*Расчет величины раскрытия трещин в бетонной обделке  
 напорных туннелей кругового очертания  
 в однородных породах*

1. Нормативный внутренний напор  $p^H$ , кгс/см<sup>2</sup>.
2. Коэффициент удельного отпора  $K_0$ , кгс/см<sup>3</sup>.

3.  $c_r = 0,28 + 6,25 \frac{p^H}{K_0} \leq 1$ .

4.  $a_r = c_r \frac{p^H}{K_0}$ .

5. По табл. 2.3 находится допускаемая величина  $[a_T]$ .
6. При  $a_T \leq [a_T]$  — конец.
7. При  $a_T > [a_T]$  необходимо переходить на железобетон.

## 6. РАСЧЕТ АНКЕРНОЙ, НАБРЫЗГБЕТОННОЙ И АРОЧНОЙ КРЕПИ

### Расчет анкерной крепи сводчатой части выработок

6.1. Настоящим расчетом определяются параметры анкерной крепи (длина анкеров, расстояние между ними в продольном и поперечном к оси туннеля направлениях, диаметр штанги анкеров) сводчатой части выработок, имеющей циркульное очертание (рис. 6.1). Анкерная крепь устанавливается в породах крепостью более или равной 4.

6.2. Исходные данные для проведения расчета представлены в табл. 6.1.

Таблица 6.1

Параметр	Размерность	Условное обозначение	Способ определения
Пролет выработки	м	$B_0$	По проекту
Конфигурация выработки	—	—	То же
Диаметр анкера	см	$d_a$	»
Тип анкера (металлический или железобетонный)	—	—	»
Коэффициент крепости	—	$f_{кр}$	По натурным исследованиям
Степень трещиноватости	—	—	То же
Глубина нарушенной зоны	м	$h_n$	То же [при отсутствии данных для предварительных расчетов по формуле (6.1)]
Объемный вес породы	тс/м <sup>3</sup>	$\gamma_n$	По натурным исследованиям
Расчетное сцепление стержня анкера с омоноличивающим раствором	кгс/см <sup>2</sup>	$\tau_a$	То же (при отсутствии данных для предварительных расчетов по табл. 6.2)
Сцепление породы в нарушенной зоне	тс/м <sup>2</sup>	$c$	То же [при отсутствии данных для предварительных расчетов по формуле (6.6)]

Параметр	Размерность	Условное обозначение	Способ определения
Расчетное вертикальное горное давление	тс/м <sup>2</sup>	$q$	По п. 7.13 СН 238-73 (п. 3.12 настоящего Руководства)
Несущая способность анкера	тс	$N_a$	По натурным исследованиям; для предварительных расчетов принимать: для стальных анкеров в породах с $f_{кр} = 6 \div 10$ $N_a = 8 \div 10$ тс, в остальных случаях $N_a = 6 \div 8$ тс; для железобетонных анкеров $N_a$ принимается равной прочности стержня анкера на разрыв
Расчетное сопротивление стержня анкера	кгс/см <sup>2</sup>	$R_a$	По СНиП II-56-77 (с изменениями — см. «Бюллетень строительной техники», 1978, № 4, с. 13—15)

Таблица 6.2

Тип омоноличивающего состава	Температура скалы	Марка раствора	$\tau_a$ , кгс/см <sup>2</sup> , для арматуры	
			круглой	периодической
Цементно-песчаный раствор	Положительная	М 200	15	25
		М 300	25	35
	Отрицательная	М 200	10	18
		М 300	18	25
Составы на полимерных смолах	Положительная		150	300
	Отрицательная		100	200

6.3. Расчет параметров анкерной крепи ведется из условий образования в скальной породе вокруг выработки нарушенной (ослабленной) зоны вследствие перераспределения и концентрации напряжений, а также из-за взрывных работ при проходке. При этом принимается, что порода в нарушенной зоне может рассматриваться как сыпучая среда, находящаяся в предельном равновесии [16].

6.4. Шаг анкеров проверяется также по условиям сохранения устойчивости породы между анкерами и равенства несущей способности анкера весу массива в пределах нарушенной зоны.

6.5. Глубину нарушенной зоны  $h_n$  для предварительных расчетов допускается определять по формуле

$$h_n = k_1 B_0, \quad (6.1)$$

где  $k_1$  — коэффициент, определяемый по табл. 6.3.

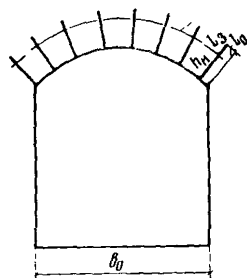


Рис. 6.1. Обозначения к расчету анкерной крепи сводчатой части выработок

Таблица 6.3

Группа пород с коэффициентом крепости $f_{кр}$	Коэффициент $k$ , при степенях трещиноватости пород		
	слаботрещиноватые	трещиноватые	сильнотрещиноватые
4	0,2	0,3	0,4
От 5 до 9	0,1	0,2	0,3
10 и выше	0,05	0,1	0,15

6.6. Длина анкеров  $l_a$  — определяется по формуле

$$l_a = h_n + l_3, \quad (6.2)$$

где  $l_3$  — заглубление анкеров за пределы нарушенной зоны, м: для стальных анкеров

$$l_3 = 0,25 h_n; \quad (6.3)$$

для железобетонных

$$l_3 = \frac{R_a d_a}{400 \tau_a} \geq 0,5 \text{ м}. \quad (6.4)$$

6.7. Расстояние между анкерами  $a$  в продольном и поперечном направлении сводчатой части выработки должно приниматься наименьшим (но не менее 1 м), определяемым по условиям:

а) образования породного свода по формуле

$$a = l_a - \frac{k_b q}{c} (l_a + B_0), \quad (6.5)$$

где  $k_b$  — коэффициент, принимаемый по табл. 6.4;

Таблица 6.4

Группа пород с коэффициентом крености $f_{кр}$	Коэффициент $k_B$ при формах сечения выработок по рис. 1 СН 238-73	
	I	II—IV и круговом очертании
До 5	0,2	0,25
Более 5	0,25	0,3

$c$  — величина внутреннего сцепления породы в нарушенной зоне, тс/м<sup>2</sup>; для предварительных расчетов допускается принимать

$$c = 3f_{кр}; \quad (6.6)$$

б) устойчивости породы между анкерами по формуле

$$a = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}}; \quad (6.7)$$

в) прочности закрепления анкера по формуле

$$a = \sqrt{\frac{N_a}{\gamma_{II} h_n}}. \quad (6.8)$$

6.8. Параметры анкерной крепи сводчатой части выработок рекомендуется определять по приведенной ниже схеме расчета 6.1.

#### Схема расчета 6.1

##### Определение параметров анкерной крепи свода

- $h_n = k_1 B_0$   
где  $k_1$  — по табл. 6.3
- Если анкеры железобетонные, то перейти к п. 4, иначе — к п. 3
- $l_3 = 0,25 h_n$ ; перейти к п. 5
- $l_3 = \frac{R_a d_a}{400 \tau_a}$ ; если по этой формуле  $l_3 < 0,5$  м, то принимать  $l_3 = 0,5$  м
- $l_a = h_n + l_3$  — длина анкеров.
- $a^I = l_a - \frac{k_B q}{c} (l_a + B_0)$ .
- $a^{II} = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}}$ .

$$8. a^{III} = \sqrt{\frac{N_a}{\gamma_n h_n}}$$

$$9. a = \min(a^I, a^{II}, a^{III});$$

если  $a < 1$  м, то принимать  $a = 1$  м; конец — шаг анкеров.

## Расчет анкерной крепи стен выработок

6.9. При расчете крепи стен выработок определяются основные параметры: длина анкеров в зависимости от места их установки, расстояние между анкерами по высоте стены. Область применения расчета — породы крепостью более 4, высота стен более 6 м. При меньшей высоте стен анкерное крепление принимается таким же, как и в сводовой части выработки.

6.10. Для расчета анкерной крепи стен должны быть получены следующие исходные данные (табл. 6.5).

6.11. В основу расчета крепи стены положена методика, разработанная проф. Цимбаревичем. На основании результатов натурных исследований, проведенных ВНИМИ при изучении устойчивости откосов карьеров и глубоких котлованов, в расчете учтены дополнительные силы трения и сцепления, действующие в скальном массиве стен выработок.

При этом принято, что разрушение массива происходит по определенной плоскости скольжения, положение которой определяется конкретными инженерно-геологическими условиями, размерами выработки.

6.12. Положение линии скольжения определяется следующим образом:

при наличии четко выраженной системы трещин, падающих в сторону выработки под углом  $\beta$ , превышающим угол внутреннего трения по пластам  $\varphi_{тр}$ , линия скольжения совпадает с направлением системы трещин и проходит через подошву выработки; если  $\beta < \varphi_{тр}$ , а также при наклоне пластов в сторону массива и при отсутствии четко выраженной системы трещин, разрушение массива может произойти по линии скольжения, проходящей от подошвы стены выработки;

при наличии контактных трещин, сбросов или иных плоскостей ослабления массива, заполненных слабоцементирующим составом и пересекающих массив в стене выработки, разрушение может произойти по этим трещинам независимо от их положения по высоте стены.

6.13. Сдвигающая сила  $T$ , тс/м (на 1 м длины выработки), действующая на неустойчивый породный блок (призму) в плоскости скольжения, определится по формуле (рис. 6.2, а)

$$T = [G + 0,5(P_B + P_{св})] k_2 - C_0 - N_0 k_3, \quad (6.9)$$

где  $G$  — вес призмы сползающего массива в стене выработки, тс/м;

$$G = \frac{\gamma_n h^2}{2 \operatorname{tg} \theta}, \quad (6.10)$$

$h$  — расстояние от пяты свода до точки пересечения плоскости скольжения со стеной выработки, м;

Таблица 6.5

Параметры, размерность	Условные обозначения	Способ определения
Пролет выработки, м	$B_0$	По проекту
Высота стены выработки, м	$h$	То же
Конфигурация и размеры крепи сводовой части (обделки или анкерной крепи):		
стрела свода, м	$h_0$	»
вес свода, тс/м	$P_{св}$	»
Тип и конструкция анкера: преднапряженный или ненапрягаемый	—	»
Усилие натяжения анкера, тс или несущая способность его стержня, тс	$G_a$	»
Диаметр анкера, см	$N_a$	»
Шаг анкеров вдоль выработки, м	$d_a$	»
Диаметр скважин, см	$a_c$	»
Характер напластования, угол наклона пластов, град	$d_c$	»
Объемный вес пород, тс/м <sup>3</sup>	$\beta$	По натурным исследованиям
Угол внутреннего трения: по пластикам, град	$\gamma_{п}$	То же
по породному массиву, град	$\varphi_{тр}$	»
Удельное сцепление, тс/м <sup>2</sup> : по напластованию	$\varphi_{м}$	По натурным исследованиям (для предварительных расчетов по Цимбаревичу)
по породному массиву	$c_1$	По натурным исследованиям
Расчетное сцепление стержня анкера с омоноличивающим раствором, кгс/см <sup>2</sup>	$c_1$	То же (для предварительных расчетов по данным ВНИМИ)
Расчетное сцепление омоноличивающего раствора со стенками скважины, кгс/см <sup>2</sup>	$\tau_a$	По натурным исследованиям (для предварительных расчетов по табл. 6.1 «а»)
	$\tau_c$	То же (для предварительных расчетов по табл. 6.6)

$\Theta$  — угол наклона плоскости скольжения к горизонтали, град;

$$\text{при } \beta > \varphi_{тр} \quad \Theta = \beta, \quad (6.11)$$

$$\text{в остальных случаях } \quad \Theta = 45^\circ + \frac{\varphi_{м}}{2}.$$

$P_B$  — пригрузка на призму сползания от веса вывала в своде выработки, тс/м;

$$P_B = \gamma_{п} B_0^* h_{пр}; \quad (6.12)$$

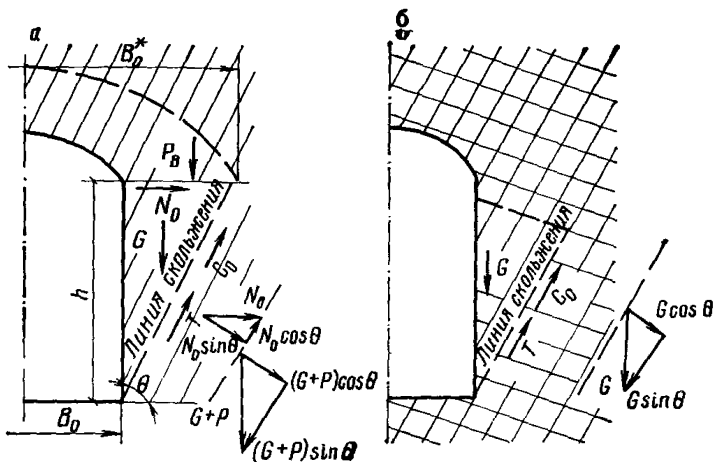


Рис. 6.2. Расчетные схемы действия сил при разрушении скального массива в стене выработки

а — к формуле (6.9); б — к формуле (6.19)

$$B_0^* = B_0 + 2h \operatorname{ctg} \theta; \quad (6.13)$$

$$h_{np} = k_1 B_0^*; \quad (6.14)$$

$k_1$  — коэффициент, принимаемый по табл. 6.3;

$P_{св}$  — вес бетонного свода, тс/м;

$$k_2 = \sin \theta k_4 - \cos \theta \operatorname{tg} \varphi_0, \quad (6.15)$$

$\varphi_0$  — угол трения по плоскости скольжения, град:

при  $\theta = \beta \varphi_0 = \varphi_{rp}; \quad (6.16)$

в остальных случаях  $\varphi_0 = \varphi_m,$

$k_4$  — коэффициент запаса устойчивости, величина которого зависит от класса сооружения и находится в пределах 1,2—1,3;  
 $C_0$  — сила сцепления по плоскости скольжения, тс/м;

$$C_0 = \frac{0,7c_1 h}{\sin \theta}, \quad (6.17)$$

$N_0$  — распор бетонного свода, тс/м; при равномерно распределенной нагрузке от давления горных пород  $q$ , тс/м<sup>2</sup>, и собственного веса свода  $q_1$ , тс/м<sup>2</sup>

$$N_0 = \frac{(q + q_1) B_0^2}{8h_0}; \quad (6.18)$$

$$k_3 = \cos \theta + \operatorname{tg} \varphi_0 \sin \theta.$$

6.14. При наличии в массиве системы слабосцементированных трещин может произойти отрыв неустойчивых блоков (рис. 6.2, б). В этом случае сдвигающее усилие  $T$  определяется по формуле

$$T = G k_2 - C_0. \quad (6.19)$$



6.15. При  $T \leq 0$  из формул (6.9) и (6.19) параметры анкерной крепи стен принимаются такими же, как и в сводчатой части выработок.

При  $T > 0$  необходимо установить анкерную крепь, параметры которой определяются в соответствии с пп. 6.16—6.21.

6.16. Количество ненапрягаемых железобетонных анкеров в стене  $n_1$  определяется по формуле

$$n_1 = \frac{T a_0}{N_a (\cos \rho + k_6 \sin \rho)}, \quad (6.20)$$

где  $\rho$  — угол наклона анкеров к плоскости скольжения, град;

$$k_6 = \frac{R_{ср}}{R_a} \approx 0,6.$$

6.17. Длина анкеров  $l_a$  меняется в зависимости от места установки и определяется по формуле

$$l_a = l + l_3, \quad (6.21)$$

где  $l$  — активная длина анкера, м (между плоскостью скольжения и контуром выработки);

$$l = [a' + (n' - 1) a] \operatorname{ctg} \theta, \quad (6.22)$$

$a'$  — расстояние от нижнего анкера до подошвы выработки, м;

$$a' = h - (n_1 - 1) a, \quad (6.23)$$

$n'$  — номер ряда анкеров, считая от подошвы выработки; меняется от 1 до  $n_1$ ;

$a$  — шаг анкеров по вертикали, м; рассчитывается исходя из количества анкеров в стене;

$$a \approx \frac{h}{n_1}, \quad (6.24)$$

$l_3$  — заглубление анкеров за плоскость скольжения, м; принимается наибольшим из рассчитанных по условиям сопротивления сдвигу по контактам;

раствор — анкер

$$l_3 = \frac{0,4 N_a}{d_a \tau_a m_1}; \quad (6.25)$$

раствор — порода

$$l_3 = \frac{0,4 N_a}{d_c \tau_c}, \quad (6.26)$$

где  $\tau_c$  — расчетное сцепление омоноличивающего состава, кгс/см<sup>2</sup>; для предварительных расчетов принимается по табл. 6.6.

6.18. Количество преднапряженных анкеров в стене  $n_2$  определяется по формуле

$$n_2 = \frac{T a_0}{G_a (\sin \rho \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 + \cos \rho)}, \quad (6.27)$$

где  $\rho$  — угол наклона анкеров к плоскости скольжения, град.

Породы	Сцепление омоноличивающего состава с породой $\tau_c$ , кгс/см <sup>2</sup>		
	сухой массив	обводненный массив	сильнообводненный массив

**Цементно-песчаный раствор**  
(срок твердения 28 дней)

Боксит	10	8	—
Диабаз, туф	20	15	—
Магнезит, глинистый сланец, известняк	25	18	—
Гранит, гематит, магнитный железняк	35	30	—
Мрамор	40	35	—

**Состав на основе полимерных смол**  
(срок твердения 24 ч)

Слабый песчаник, известняк, сланцы	100	80	20
Андезит, роговик, порфирит	140	100	30
Граниты, сиениты	150	110	35

6.19. Длина преднапрягаемых анкеров определяется по формуле (6.21) при  $N_a = G_a$ .

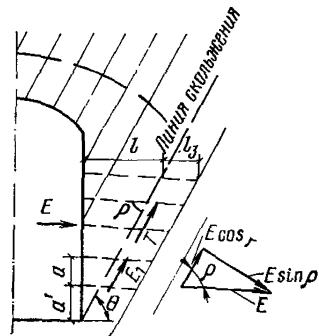
6.20. Диаметр стержня преднапряженных анкеров  $d_a$ , см, находится по формуле

$$d_a = \sqrt{\frac{4N_a}{m_1 \pi R_a}}, \quad (6.28)$$

где  $m_1$  — количество стержней (проволок) в анкере.

6.21. Параметры анкерной крепи в стенах выработок (в первую очередь глубина анкеров), определенные по приведенным зависимостям, целесообразно уточнять на основании результатов исследований на моделях из эквивалентных и фотоупругих материалов, а также в натуральных условиях.

6.22. Параметры крепи стен выработок рекомендуется определять по схемам расчетов 6.2 и 6.3, приведенным ниже.



**Рис. 6.3. Расчетная схема анкерной крепи стен выработок**

Определение сдвигающей силы

1. Если  $\beta < \varphi_{тр}$  или пласты наклонены в стороны массива, то
 

$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi_M}{2}, \text{ иначе } \theta = \beta$	определение положения линии скольжения.
--	---
  2.  $G = \frac{\gamma_n h^2}{2 \operatorname{tg} \theta}$  — вес призмы сползающего массива.
  3.  $B_0^* = B_0 + 2h \operatorname{ctg} \theta$
  4.  $h_{нр} = k_1 B_0^*$
  5.  $P_n = \gamma_n B_0^* h_{нр}$
- |   |  |
|---|--|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>6. <math>C_0 = \frac{0,7c_1 h}{\sin \theta}</math> — сила сцепления в плоскости скольжения.</li> <li>7. <math>N_0 = \frac{(q + q_1) B_0^2}{8h_0}</math> — распор бетонного свода.</li> </ol> | определение пригрузки на призму сползания. |
|---|--|
8.  $k_2 = k_4 \sin \theta - \operatorname{tg} \varphi_0 \cos \theta$
  9.  $k_3 = \cos \theta + \operatorname{tg} \varphi_0 \sin \theta$
- |   |   |
|---|---|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>10. Если имеются секущие трещины (см. п. 6.14 и рис. 6.26), то перейти к п. 11, иначе — к п. 12.</li> <li>11. <math>T = Gk_2 - C_0</math> — конец</li> <li>12. <math>T = [G + 0,5(P_n + P_{св})] k_2 - C_0 - N_0 k_3</math> — конец</li> </ol> | см. пояснения к формулам (6.15), (6.16) в п. 6.13.<br>сдвигающее усилие |
|---|---|

Определение длины и шага анкеров

1. Если  $T > 0$ , то перейти к п. 2, иначе параметры крепи стен принимаются такими же, как в сводовой части выработки.
2. Если анкера ненапрягаемые, то перейти к п. 3, а если преднапряженные, то — к п. 4.
3.  $N_a = \pi r^2 R_a$ ;  $n_1 = \frac{a_0}{N_0 (\cos \rho + k_6 \sin \rho)}$ ;  $k_6 = \frac{R_{ср}}{R_a} \approx 0,6$  — перейти к п. 5
4.  $N_a = G_a$  (см. табл. 6.5)
- $n_2 = \frac{T a_0}{N_a (\sin \rho \operatorname{tg} \varphi_0 + \cos \rho)}$

$$5. l_3 = \frac{0,4N_a}{d_a v_a m_1}$$

$$6. l_3 = \frac{0,4N_a}{d_c v_c}$$

7. Выбираем наибольшее значение из найденных по пп. 5 и 6.

$$8. l = [a' + (n' - 1)a] \operatorname{ctg} \theta.$$

9.  $l_a = l + l_3$  — определение длины анкеров в различных точках стены.

$$10. d_a = 2 \sqrt{\frac{G_a}{m_1 \pi R_a}} \text{ — определение диаметра стержня преднапряженного анкера.}$$

## Расчет покрытий из набрызгбетона

6.23. При расчете толщины покрытия из набрызгбетона на горное давление необходимо иметь следующие исходные данные (см. табл. 6.7).

Таблица 6.7

Параметры, размерность	Условное обозначение	Способ определения
Пролет выработки, м	$B_0$	По проекту
Расчетная величина вертикального горного давления, тс/м <sup>2</sup>	$q$	По п. 7.13 СН 238-73
Шаг анкеров, м	$a$	Расчетом по формулам (6.5) — (6.8)
Расчетное сопротивление набрызгбетона растяжению, тс/м <sup>2</sup>	$R_p$	По п. 2.11 СНиП II-56-77 и п. 3.3 СН 238-73

6.24. Толщина набрызгбетона в сводчатой части выработки определяется на основании теории изгиба прямоугольных пластин при равномерно распределенной нагрузке по формуле

$$t_{нб} = k_5 a_2 \sqrt{\frac{k_n n_c (q + H)}{m R_p}}, \quad (6.29)$$

где  $k_5$  — коэффициент, принимаемый равным при креплении выработок набрызгбетоном (или набрызгбетоном с арочной крепью) 0,35; набрызгбетоном с анкерами 0,3;

$a_2$  — длина расчетного элемента покрытия, принимаемая при наличии анкеров  $a_2 = a$ , а в остальных случаях  $a_2 = B_0/6$ , но не менее 1 м;

$m$  — коэффициент условий работы, принимаемый равным для армированных покрытий 1, для неармированных — 0,6;

$k_n$  — коэффициент надежности, принимаемый согласно п. 2.4;

$n_c$  — коэффициент сочетаний, принимаемый согласно п. 2.4;

$H$  — остаточный гидростатический напор воды на покрытие, тс/м<sup>2</sup> (принимается с учетом снижения уровня подземных вод дренажными устройствами или другими мероприятиями).

Толщина покрытий в стенах выработок принимается такой же толщины, что и в сводчатой части.

## Расчет арочной крепи

6.25. Временная металлическая арочная крепь применяется в породах с коэффициентом крепости менее 4. Для арочной крепи обычно применяются стальные двутавры от № 14 до № 27 с шагом от 0,5 до 1,3 м; при пролетах до 4 м рекомендуется также шахтный желобчатый спецпрофиль.

6.26. Статический расчет арочной крепи следует выполнять по методикам расчета обделок (гл. 4); отличия имеются в нагрузках (крепь рассчитывается только на горное давление) и способе определения коэффициента отпора.

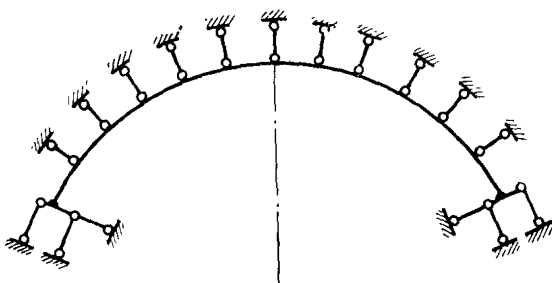


Рис. 6.4. Расчетная схема арки с учетом отпора породы

Характерные расчетные схемы представлены на рис. 4.1, 4.3, б, а также на рис. 6.4 (отличаются от расчетной схемы обделки по рис. 4.5, б отсутствием касательных стерженьков). Для предварительных расчетов арочной крепи в форме пологого свода можно использовать следующие формулы распора  $H$  и вертикальной опорной реакции  $V$  в двухшарнирной арке по схемам рис. 6.5:

а) при распределенной нагрузке по всему пролету свода

$$V = \frac{1}{2} ql; \quad (6.30)$$

$$H = \frac{1}{2} qR \left[ \frac{\frac{4}{3} s^3 + \varphi c - 2\varphi s^2 c + 2\alpha \left( \varphi c^2 - \frac{\varphi}{2} - \frac{1}{2} sc \right)}{2\varphi c^2 + \varphi - 3sc + \alpha (\varphi + sc)} \right] \approx 2\beta_1 ql, \quad (6.31)$$

где  $s = \sin \varphi$ ,  $c = \cos \varphi$ ,  $\alpha = \frac{I}{FR^2}$ ;

$I$ ,  $F$  — момент инерции и площадь поперечного сечения арки;

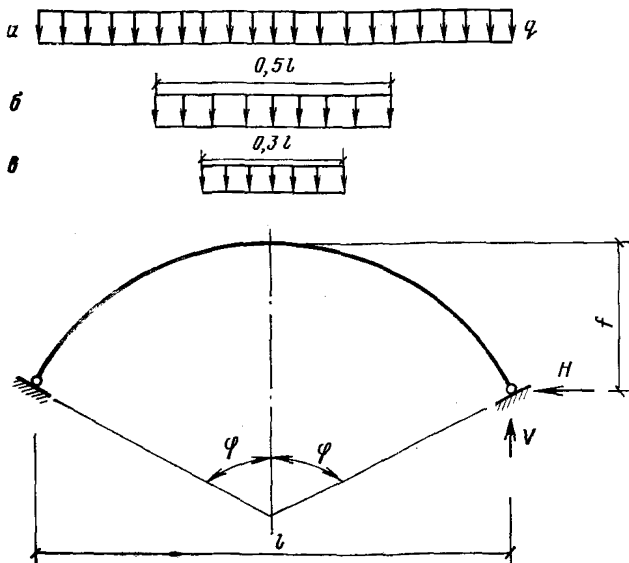


Рис. 6.5. Упрощенная расчетная схема арки без учета отпора породы

б) при распределенной нагрузке на половине пролета свода

$$V = \frac{1}{4} ql; H = 2\beta_2 ql, \quad (6.32)$$

где  $\beta_2$  определяется по табл. 6.8;

в) при распределенной нагрузке на 30% пролета свода

$$V = 0,15 ql; H = 2\beta_3 ql, \quad (6.33)$$

где  $\beta_3$  определяется по табл. 6.8

Таблица 6.8

Коэффициент	$f/l$ или $\varphi$							
	$1/3$	$80^\circ$	$70^\circ$	$1/3$	$60^\circ$	$1/4$	$1/3$	$1/3$
$\beta_1$	0,1061	0,1322	0,1636	0,1718	0,2032	0,2346	0,3006	0,3611
$\beta_2$	0,0731	0,091	0,1126	0,1182	0,1398	0,1614	0,2078	0,2484
$\beta_3$	0,0465	0,0588	0,0717	0,0761	0,0888	0,1025	0,1314	0,1578

6.27. Коэффициент удельного отпора при расчете временной металлической крепи  $k_{кр}$  существенно снижается согласно формуле

$$k_{кр} = k_{обл} \beta_6, \quad (6.34)$$

где  $\beta$  — учитывает большую деформируемость забутовки между крепью и породой;

$\epsilon$  — учитывает ширину контакта крепи с породой (так как  $k_{обд}$  принимается на 1 м);

$k_{обд}$  — коэффициент удельного отпора при расчете обделки.

$\beta$  определяется согласно прил. 26 при  $\delta = \frac{E_n}{E_m} = 0,01$  (считая модуль деформации забутовки в 100 раз меньше модуля породы) и относительной толщине забутовки  $\alpha = 0,05 \div 0,15$ .

Коэффициент  $\epsilon$  определяется из элементарных геометрических соображений и, например, для двутавра № 22 с шагом 1 м с учетом ширины полки и некоторых распределительных свойств забутовки он приблизительно равен  $0,2 \text{ м}/1 \text{ м} = 0,2$ .

Ориентировочно  $k_{кр} \approx (0,02 \div 0,04) k_{обд}$

Это уменьшение  $k_{кр}$  не распространяется на  $k_{п}$  (п. 4.19).

6.28. По результатам статического расчета (эпюры изгибающих моментов  $M$  и продольных сил  $N$ ), согласно СНиП II-V.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», производится проверка прочности и устойчивости как в плоскости, так и из плоскости крепи. На основе проверки прочности и устойчивости в плоскости крепи подбираются номер и шаг двутавра; на основе проверки устойчивости из плоскости крепи — шаг продольных связей (рошпанов).

6.29. При проверке устойчивости свободная длина стойки принимается равной ее геометрической длине, а свободная длина верхней полуарки — по формуле

$$l = \frac{\pi}{\sqrt{3}} r \quad (6.35)$$

(из условия равенства критических сил для эйлера стержня  $\frac{\pi^2 EJ}{l^2}$

и полукруглой арки  $\frac{3EJ}{r^2}$ ,  $r$  — радиус арки). При проверке устойчивости продольная сила  $N$  принимается постоянной по длине и равной  $N$  в шельге.

## ПРИЛОЖЕНИЕ I

### КОМПОНОВКА И НАЗНАЧЕНИЕ КЛАССА ТУННЕЛЕЙ НА ПРИМЕРЕ ПРОЕКТА РОГУНСКОГО ГИДРОУЗЛА

#### А. Подземные сооружения Рогунской ГЭС

Рогунский гидроузел на р. Вахш расположен в горной местности, в сложных топографических, геологических и сейсмотектонических условиях. Мощность 3,6 млн. кВт, каменно-набросная плотина с центральным ядром будет иметь высоту 325 м.

Участок створа располагается в узком V-образном ущелье; борта долины крутые, местами отвесные (средний угол склонов  $50-55^\circ$ ): правый поднимается над рекой на 700, левый — на 400 м. Ширина реки в пределах участка 50—80 м, ширина долины на отметке НПУ 780 м.

Участок расположения основных напорных подземных сооружений Рогунского гидроузла представляет собой единый тектонический блок, ограниченный двумя разломами второго порядка.

В пределах блока встречаются более мелкие разрывные нарушения. Породы представлены неравномерно переслаивающимися песчаниками, алевролитами, аргиллитами с явным преобладанием первых. Толща пород интенсивно дислоцирована.

В основании верховой призмы плотины в пределах дна, левого и правого берега долины на глубине 20—30 м ниже уреза реки залегает пласт каменной соли верхнеюрского возраста.

Скальные породы вне зоны выветривания отличаются высокими прочностными свойствами: в водонасыщенном состоянии среднее значение сопротивления сжатию достигает у песчаников 1050 кгс/см<sup>2</sup>, у алевролитов и аргиллитов — 600 кгс/см<sup>2</sup>.

Участок створа расположен в зоне, которая характеризуется высокой интенсивностью современных тектонических движений. Сейсмичность участка, как и всего района в целом, 9 баллов.

В состав сооружений Рогунского гидроузла (рис. 1) входят: каменно-земляная плотина; сооружения напорно-стационарного узла, включающие постоянный водоприемник башенного типа, шесть ниток подводящих туннелей с камерами аварийно-ремонтных затворов, турбинные водоводы, подземное здание станции, отводящие туннели, открытое распределительное устройство на 500 кВ; строительные туннели и эксплуатационный водосброс подземного типа; сооружения по защите соли от размыва в основании плотины; сооружения селезащитного комплекса на сае Оби — Шур; транспортные туннели на автодорогах.

Общая протяженность подземных выработок достигает 60 км.

Водоприемник ГЭС (рис. 2) глубинный, затопленный, башенного типа высотой 50 м, верх расположен на 5 м выше уровня мертвого объема водохранилища. Скорость воды на решетках 0,42 м/с. Постоянные устройства для очистки решеток не предусмотрены.

Подводящие туннели ГЭС (см. рис. 2) диаметром в свету по 7,5 м со средней длиной 240 м каждый. В плане туннели протрассированы почти параллельно друг другу: ширина породных целиков между туннелями составляет 12 м.

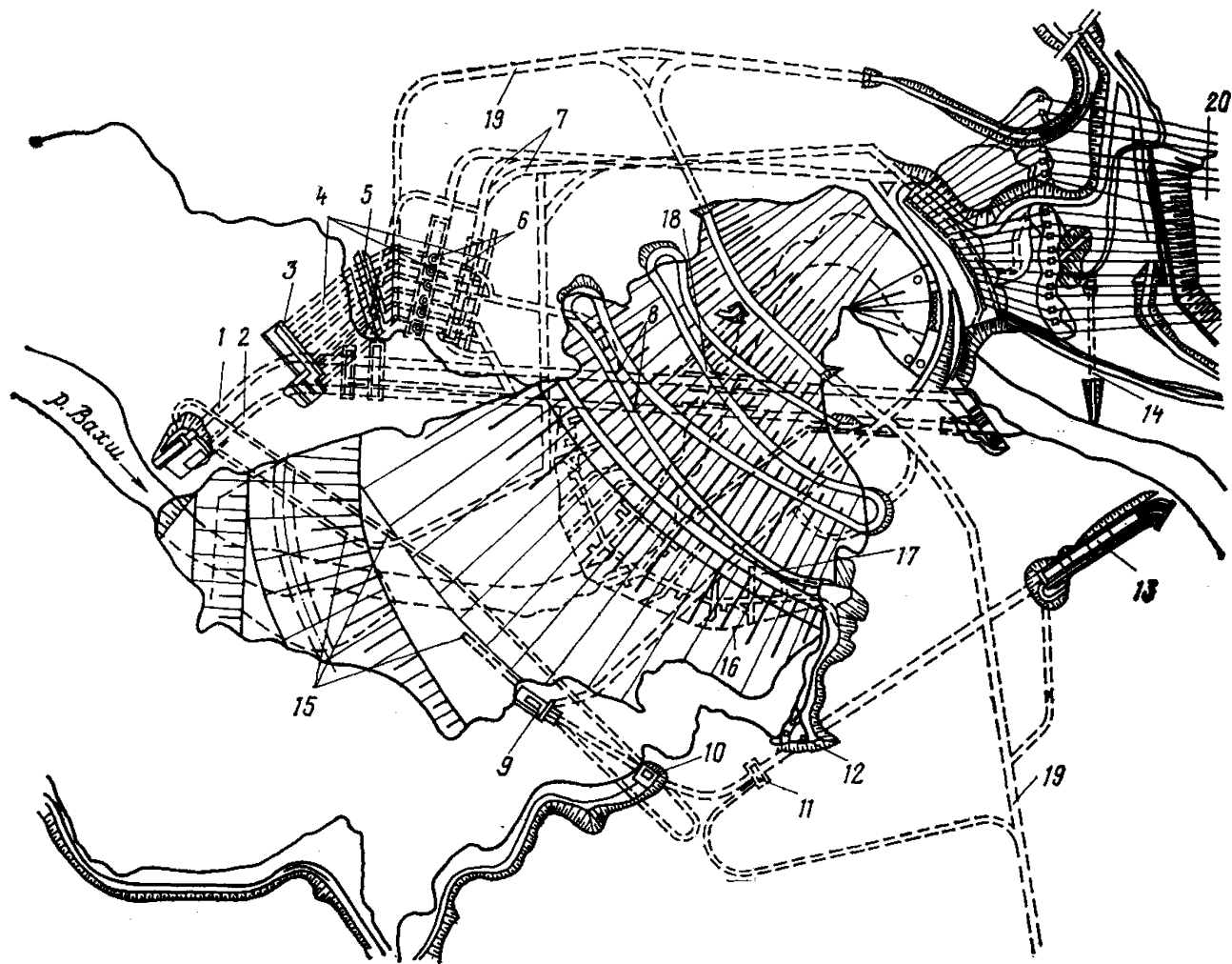
Туннели имеют два типа обделок. На участке до камер затворов — обделка из армированного бетона марки М200 толщиной 0,4 м с цементацией породы на глубину 5 м. На участке между камерами затворов и турбинными водоводами — комбинированная обделка, состоящая из внешнего бетонного (М 200) кольца и стальной оболочки толщиной 20 мм. Стальная облицовка принята в связи с близким расположением сухой смотровой галерей над вертикальными коленами туннелей, переходящих в турбинные водоводы.

Турбинные водоводы диаметром 7 м имеют комбинированную обделку с внешним бетонным кольцом из литого бетона толщиной 0,4 м и внутренней стальной оболочкой. Цементация породы вокруг водоводов не предусмотрена.

Подземное здание ГЭС (см. рис. 2) имеет двухзальную компоновку (машзал и помещение трансформаторов). Габариты машзала 27×50×210 м, помещения трансформаторов 20×37×180 м.

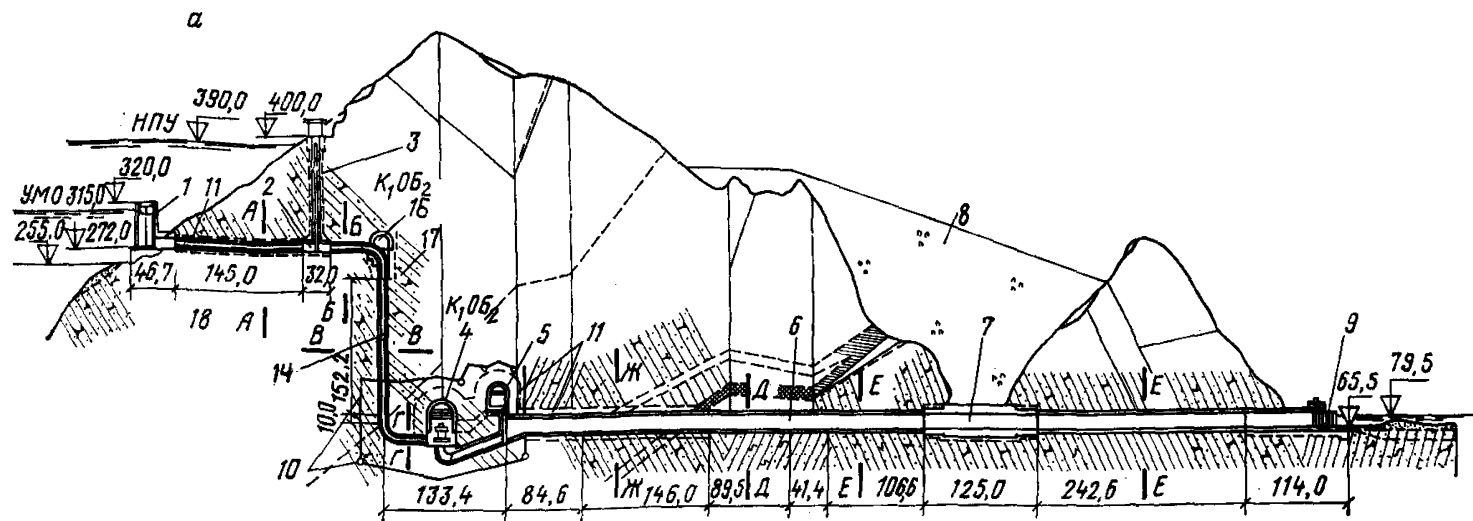
Два отводящих туннеля ГЭС (см. рис. 2) по компоновке гидроузла совмещены с концевыми участками строительных туннелей I и II ярусов.





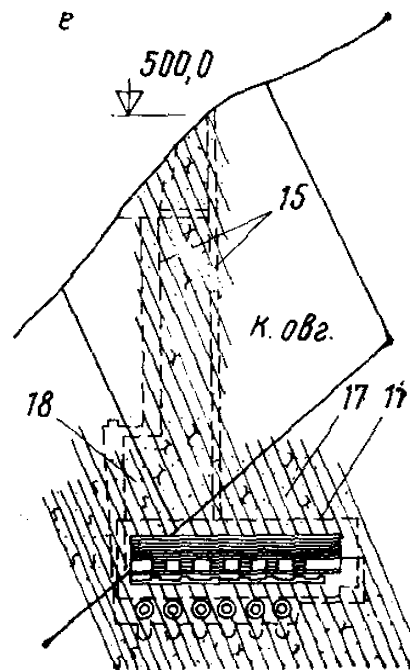
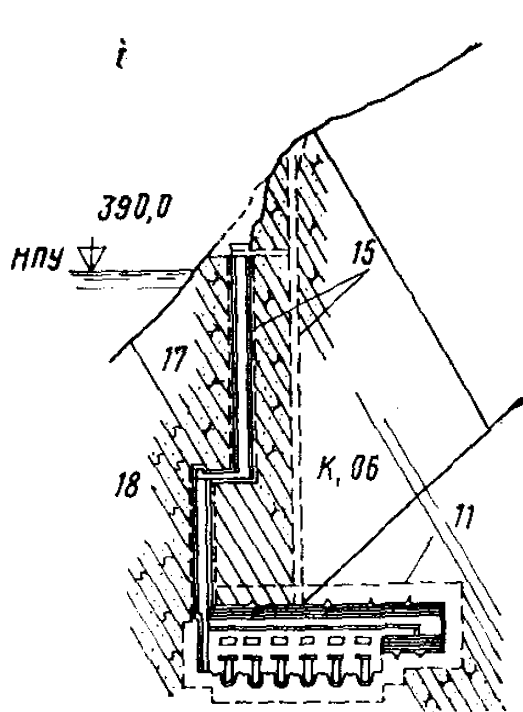
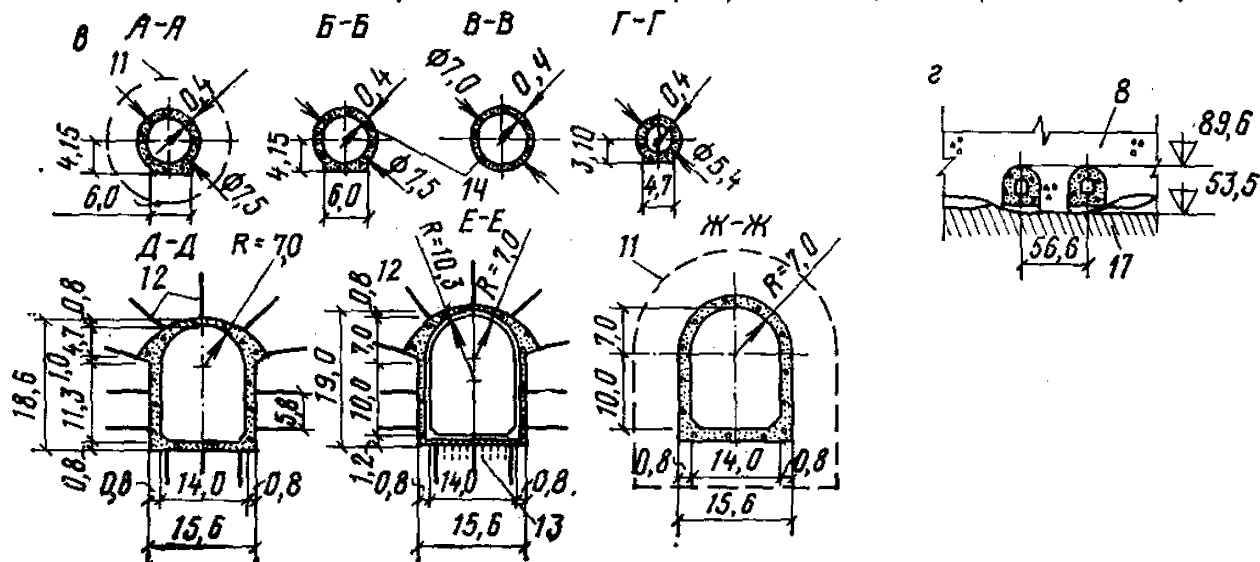
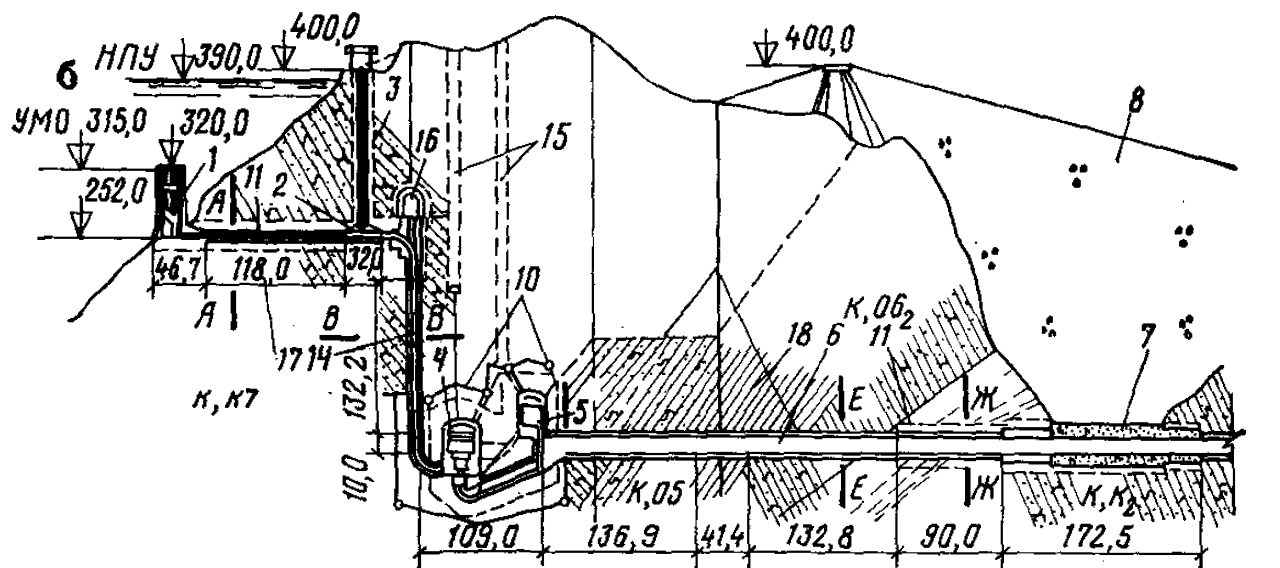
**Рис. 1. Схема основных сооружений Рогунской ГЭС**

1, 2 — строительные туннели соответственно I и II ярусов; 3 — водоприемник ГЭС; 4 — подводные туннели и турбинные водоводы; 5 — шахта аварийно-ремонтных затворов; 6 — здание ГЭС; 7 — туннели: транспортный и выдачи мощности; 8 — отводящие туннели ГЭС; 9 — эксплуатационный водозаброс с глубинным водозабором; 10, 11 — шахта ремонтного затвора, помещение основных затворов водозабросов; 12 — шахтный водозаброс; 13 — концевое сооружение водозаброса; 14 — отводящий туннель на сае Оби — Шур; 15 — туннели защиты соли от размыва; 16 — цементационные туннели; 17 — гребень плотины; 18 — вспомогательный туннель; 19 — транспортные туннели на автодорогах; 20 — ОРУ



**Рис. 2. Сооружения напорно-станционного узла Рогунской ГЭС (рис. 26 см. на с. 164)**

*а* — разрез по первому агрегату; *б* — то же, по шестому; *в* — поперечные разрезы по водоводам; *г* — разрез по участку перехода отводящих туннелей через русло реки; *д* — разрез по машзалу; *е* — разрез по помещению трансформаторов; 1 — водоприемник ГЭС; 2 — аварийно-ремонтные затворы; 3 — шахты аварийно-ремонтных затворов; 4 — машзал; 5 — помещение трансформаторов и затворов; 6 — безнапорные отводящие туннели ГЭС; 7 — переход через русло; 8 — тело плотины; 9 — выходные оголовки; 10 — туннели и скважины общего дренажа; 11 — цементация породы; 12 — шпуровые дрены; 13 — железобетонные анкеры; 14 — стальная облицовка; 15 — шахты вентиляции; 16 — монтажная галерея над турбинными водоводами; 17 — песчаники; 18 — алевролиты



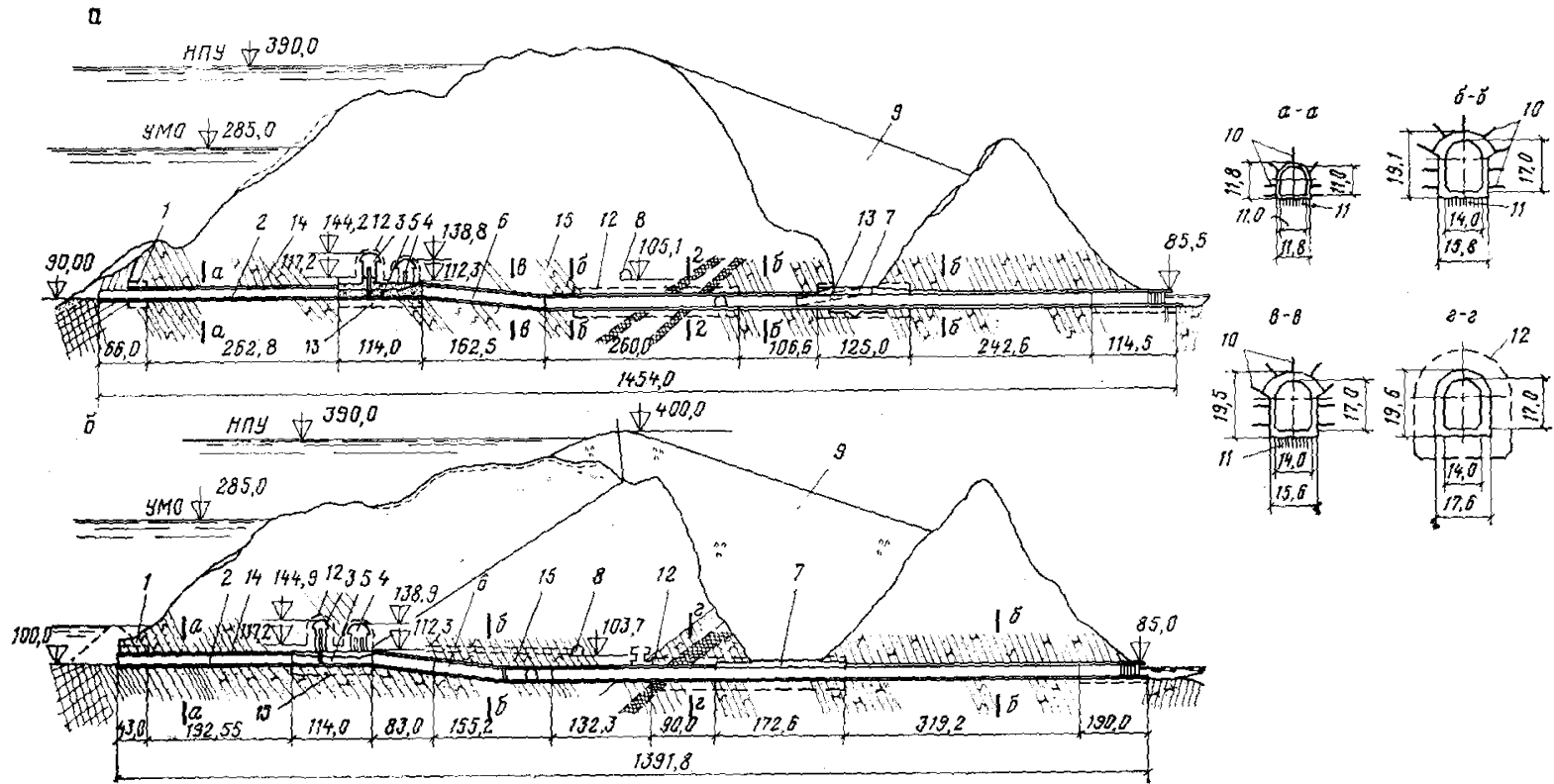


Рис. 3. Строительные туннели Рогунской ГЭС

а — разрез по строительному туннелю I яруса; б — то же, по II ярусу; 1 — входной портал; 2 — напорный участок туннеля; 3 — узел ремонтных затворов; 4 — узел аварийно-ремонтных и основных затворов; 5 — межкамерный участок; 6 — безнапорный участок туннеля; 7 — участок перехода через русло; 8 — транспортный туннель; 9 — тело плотины; 10 — шпуровые дрены; 11 — железобетонные анкеры; 12 — цементация породы; 13 — дополнительный туннель; 14 — песчаники; 15 — алевролиты

**Б. Назначение класса подземных гидротехнических сооружений Рогунской ГЭС**

Таблица 1

Наименование	Обоснование	Класс	Примечание
<b>I. Постоянные основные сооружения</b>			
1. Сооружения НСУ			
Водоприемник ГЭС	СНиП	I	—
Подводящие туннели и турбинные водоводы ГЭС	II-50-74, п. 1.3; 1.4; 1.7	I	—
Помещение машзала ГЭС	То же	I	—
Отсасывающие трубы	»	I	—
Отводящие туннели ГЭС (без участка перехода через русло реки)	»	II	—
Участок перехода отводящих туннелей через русло реки	»	I	Конструкция не может быть восстановлена в случае разрушения
Выходные порталы отводящих туннелей	»	II	—
Туннель для прокладки кабелей	»	II	—
Шахты приточно-вытяжной вентиляции помещений ГЭС	»	II	—
2. Эксплуатационный водосброс			
Напорный участок глубинного водосброса, включая затворный узел основных затворов (кроме сухих помещений)	»	I	—
Оголовок и ствол шахтного водосброса	»	I	—
Узел сопряжения и отводящий тракт водосбросов	»	II	—
3. Строительные туннели			
Ликвидационные бетонные пробки в туннелях I и II ярусов	»	I	—
<b>II. Временные сооружения</b>			
Строительные туннели I и II ярусов	СНиП II-50-74, п. 1.3; 1.8	IV	—
Вспомогательный туннель I яруса	То же	IV	—

Строительные туннели (рис. 3) в плане протрассированы с переходом через русло реки с левого берега на правый. Максимальные расходы воды по туннелю I яруса — 2270 м<sup>3</sup>/с, II яруса — 2520 м<sup>3</sup>/с. Регулирование расходов производится основными сегментными затворами, рассчитанными на напор 200 м, скорость воды за которыми достигает 55—60 м/с.

На напорных участках между входными порталами и камерами затворов туннели имеют корытообразную форму сечения с размерами 11×11 м. Обделка предусматривается из железобетона марки М 200, обделка стен и лотка прианкеривается к породе. Для разгрузки от давления подземных вод обделка снабжена шпуровым дренажем.

Трехпролетная камера затворов выполнена из железобетона марки М 200; проточная часть снабжена стальной облицовкой толщиной 18—30 мм.

На безнапорных участках туннелей принято три типа обделок корытообразного сечения 14×17 м.

В пределах смоченного периметра в стенах и лотке обделок принята марка бетона М 400 для уменьшения кавитационно-абразивного износа. В зоне разлома вокруг туннеля предусмотрена цементация породы.

Вокруг обделок запроектирован шпуровый дренаж с выпуском фильтрующей воды внутри туннеля вблизи лотка. От строительного туннеля I яруса отходит дополнительный туннель (рис. 3, а), пропускающий воду первого паводка, работающий по дюкерной схеме.

Эксплуатационный водосброс расположен на левом берегу и состоит из глубинного туннельного и примыкающего к нему шахтного сбросов, имеющих общий отводящий тракт. Напорный участок туннеля глубинного сброса корытообразного сечения 11×11 м. Шахтный водозабор диаметром в свету 13 м.

На туннельном участке отводящего тракта принято сечение с размерами в свету 14×12 м.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

### СОСТАВ И ЗАДАЧИ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

Натурные наблюдения включают контрольные наблюдения и специальные исследования.

**Контрольные наблюдения** проводятся с целью контроля за состоянием и работой сооружения в процессе строительства и эксплуатации. К ним относятся наблюдения за общими деформациями (осадки, горизонтальные смещения), фильтрацией, образованием трещин и износом бетона. В отдельных случаях к ним добавляют наблюдения за температурой бетона, напряжениями в арматуре, деформациями швов, за гидравлическими потерями, скоростями потока и др.

Состав и объем контрольных наблюдений устанавливаются в проекте на основании требований правил технической эксплуатации с учетом конструктивных особенностей сооружения, условий эксплуатации, природных факторов и т. п.

Таблица 2

Вид наблюдений или измеряемая величина	Прибор	Тип прибора	Позиция по номенклатурному справочнику Минэнерго*
--	--------	-------------	---

### Исследования статической работы конструкции

Горное давление на обделку	Гидравлический баллон (1)	ИГД	—
Давление грунтовых вод на обделку	Пьезодинамометр (2)	ПДС	125
Деформации породы и обделки	Измеритель линейных перемещений (3)	ПЛДС	122
Напряжения в арматуре	Арматурный динамометр (4)	ПСАС	124
Температура обделки и породы	Термометр струнный (5)	ПТС	126

Продолжение табл. 2

Вид наблюдений или измеряемая величина	Прибор	Тип прибора	Позиция по номенклатурному справочнику Минэнерго*
--	--------	-------------	---

### Исследования гидравлического режима

Уровень воды в туннеле	Измеритель уровня дистанционный (6)	ИУ	—
Скорость и аэрация потока	Измеритель скорости и аэрации по глубине потока в пристенном слое (7)	ИСА-7	—
Аэрация потока и пульсация давления	Измеритель аэрации осредненного давления и пульсации давления на жесткой границе потока (8)	ИАДПД	—
Вибрация сооружения	Измеритель вибрации дистанционный (9)	ВКД, ВЛН и др.	114—121
Износ облицовки туннеля	Датчик эрозии бетона (10) и металла (11)	ДРБ	—
Кавитационная эрозия обделки		ДЭМ	—

Вид наблюдений или измеряемая величина	Прибор	Тип прибора	Позиция по номенклатурному справочнику Минэнерго*
--	--------	-------------	---

## Исследования фильтрационного режима

Фильтрационное давление на обделку	Пьезодинамометр (2, 12)	ПДС	125
Уровень грунтовых вод	Пьезометр трубчатый опускной (13)	П	—

\* Номенклатурный справочник на серийно выпускаемые оборудование и изделия — «Приборы и средства автоматизации, выпускаемые предприятиями Минэнерго СССР» (М., Информэнерго, 1979).

Примечания: 1. В скобках даны ссылки к рис. 4.

2. Приборы, не включенные в справочник, разработаны НИСом Гидропроекта на стадии НИР или ОКР для передачи в производство.

Специальные исследования проводятся с целью изучения особенностей работы конструкции, уточнения фактических величин действующих нагрузок и вызываемых ими напряжений и деформаций в сооружениях; выяснения или уточнения методик расчетов и моделирования; совершенствования конструкций туннелей и технологии их возведения и т. п.

Необходимость проведения специальных исследований, а также их состав и объем должны быть обоснованы на стадии проекта «Программой натуральных исследований», разработка которой выполняется проектировщиками при участии научно-исследовательской организации, ведущей исследования по проектируемому объекту. В ряде случаев контрольно-измерительная аппаратура, установленная для проведения специальных исследований, может быть использована для целей строительного и эксплуатационного контроля.

Перечень приборов, применяемых для проведения натуральных исследований туннелей, приведен в табл. 2, а типовые схемы размещения КИА даны на рис. 4. Измерительные створы для проведения натуральных исследований размещаются, как правило, в расчетных сечениях туннелей или на участках, работающих в особо трудных или недостаточно изученных условиях.

Размещение створов, тип и количество применяемой КИА в каждом конкретном случае детально обосновываются при разработке «Программы натуральных исследований». При разработке программ и составлении проектов размещения КИА следует руководствоваться следующими документами:

«Методические рекомендации к составлению проекта размещения контрольно-измерительной аппаратуры в бетонных гидротехнических сооружениях» (Л., Энергия. 1972);



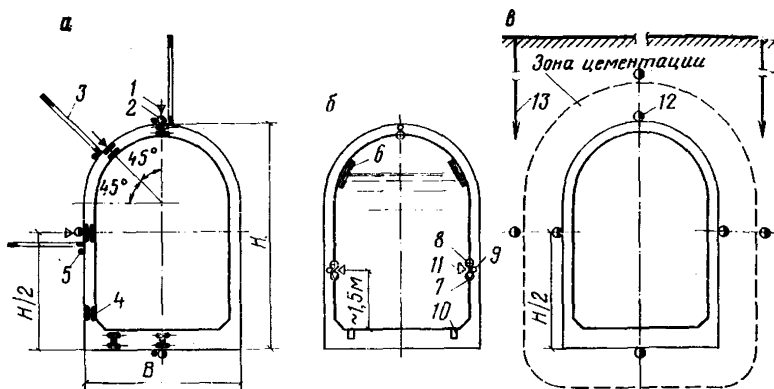


Рис. 4. Типовые схемы размещения КИА для натуральных исследований туннеля

а — статической работы конструкции; б — гидравлического режима; в — фильтрационного режима (обозначения приведены в табл. 2)

«Указания по организации натуральных наблюдений и исследований на строящихся гидротехнических сооружениях» (ВСН 01-74, Минэнерго СССР).

### ПРИЛОЖЕНИЕ 3

#### ПРИМЕРНЫЙ СОСТАВ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

1. «Инструкция о составе, порядке разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений (СН 202-81)» не предусматривает стадии ТЭО, однако для гидротехнических сооружений в обосновывающих материалах предполагается выполнение технико-экономического обоснования строительства, примерно, в том же составе, как приведено в настоящем приложении.

2. ТЭО является документом, обосновывающим техническую (хозяйственную) необходимость и экономическую целесообразность проектирования и строительства туннеля. При этом технико-экономические показатели и стоимость строительства должны быть обоснованы, поскольку в дальнейшем при составлении технического (технико-рабочего) проекта, технико-экономические показатели не должны ухудшаться, а стоимость строительства не должна превышать стоимости, определенной в ТЭО.

3. Разработка ТЭО производится с широким использованием аналогов и типовых проектов на основе современных достижений науки и техники.

На стадии ТЭО расчеты обделок допускается производить упрощенными методами с использованием аналогов, учитывая ограниченность исходных геологических материалов. Подробные расчеты необходимы только в случаях предполагаемого применения сечений или конструкций, которые не имеют аналогов в прошлой практике проектирования и строительства, а также при строительстве туннеля в особых (по инженерно-геологической и гидрогеологической обстановке, нагрузкам, параметрам эксплуатации) условиях.

Научно-исследовательские работы для ТЭО выполняются в минимальном объеме и только при необходимости обоснования принципиально новых технических решений.

4. Изыскания для ТЭО выполняются по специальной программе, при составлении которой учитываются наличие топографо-геодезических материалов, гидрологическая и инженерно-геологическая изученность района предполагаемого строительства туннеля. При этом учитывают рекомендации «Руководства по инженерно-геологическим изысканиям для строительства подземных гидротехнических сооружений» (М., Энергия, 1978).

5. С целью получения оптимальных решений в ТЭО выполняются технико-экономические сопоставления различных вариантов компоновки (трассе) и режимов работы туннеля.

6. На основании проектных проработок в ТЭО:

выбирается трасса туннеля;  
принимается режим работы и сечение туннеля;  
по аналогам или типовым проектам выбираются типы и размеры основных конструкций (обделок);  
выбираются схема транспортных коммуникаций, источники энергоснабжения, водоснабжения;  
определяется стоимость строительства.

7. Примерное содержание ТЭО на проектирование и строительство гидротехнического туннеля, входящего в состав сооружений гидроузла, приводится ниже.

#### *1. Пояснительная записка*

а) Задание на проектирование.

б) Краткие данные о природных условиях района, которые оказывают влияние на конструкции туннеля и производство работ по его сооружению (сейсмичность, климатические условия и др.).

в) Инженерно-геологические и гидрогеологические условия района строительства и по трассе туннеля с указанием проведенных инженерно-геологических изысканий (съемки, скважины, шурфы, штольни, геофизические исследования).

г) Трасса и продольный профиль туннеля, соседние и сопрягаемые с туннелем сооружения гидроузла, рассмотренные варианты.

д) Режим работы и поперечное сечение туннеля, рассмотренные варианты.

е) Постоянные конструкции туннеля (обделки, порталы, камеры затворов, аэрационные и дренажные конструкции, противокавитационные мероприятия), аналоги, типовые проекты, рассмотренные варианты, объемы работ.

ж) Организация строительства, транспортные подходы. Основные положения производства работ по сооружению туннеля, строительные подходы (туннели, штольни, шахты), новая техника, рассмотренные варианты, потребность основного оборудования и основных материалов.

з) Охрана окружающей среды (предпортальные выемки, шахтные площадки), мероприятия по восстановлению природных условий, нарушенных строительством.

и) Объемы работ, график строительства туннеля, увязанный с общим графиком строительства гидроузла.

к) Стоимость строительства туннеля, локальные стоимости, каталог укрупненных показателей стоимости (УПС) основных работ, привязанных к местным условиям строительства.

### *II. Чертежи*

а) Общий стройгенплан гидроузла. Схематический план строительных площадок и транспортных подходов.

б) Трасса и продольный профиль туннеля с нанесением инженерно-геологической и гидрогеологической обстановки.

в) Сечение туннеля и типы обделок.

г) Сечения и обделки камер (если они предусмотрены проектом).

д) Технология работ по сооружению туннеля (если она отличается от принятой и освоенной ко времени составления ТЭО).

е) График работ по строительству туннеля с указанием объемов основных работ.

### *III. Приложения*

Состав приложений не регламентируется. Включаемые в приложения документы имеют вспомогательное значение.

8. Если гидротехнический туннель является самостоятельным объектом строительства, то примерный состав и содержание ТЭО на его проектирование принимаются аналогично составу и содержанию ТЭО проектирования и строительства гидротехнических объектов, так как в этом случае должен быть рассмотрен и решен весь комплекс вопросов, связанных с проектированием и строительством самостоятельного объекта (экономика района, водное хозяйство, жилые поселки, подсобные предприятия, энергоснабжение строительства и др.).

9. Для определения стоимости строительства при сравнении проектных вариантов туннелей, связанных с различными компоновками (трассами) основных сооружений, режимами работы туннеля (напорный, безнапорный), конструктивными решениями, рекомендуется пользоваться:

«Прейскурантом на безнапорные гидротехнические тоннели», согласованным с Госпланом СССР и утвержденным Минэнерго СССР;

«Прейскурантом на напорные гидротехнические тоннели с однослойной железобетонной обделкой», согласованным с Госстроем СССР, утвержденным Минэнерго СССР.

Указанные прейскуранты составлены для 17 диаметров (пролетов) туннелей от 2 до 15 м в свету, предусмотренных параметрическим рядом размеров сечений гидротехнических туннелей.

Прейскуранты разработаны для условий сооружений туннелей в породах VI—VII, VIII, IX и X—XI групп по шкале СНиП IV-13.

Стоимость строительства туннелей в породах других групп рекомендуется определять по аналогам или прямым счетом.

10. Для определения стоимости строительства туннеля на стадиях технико-экономических обоснований (ТЭО), технико-экономических докладов (ТЭД) и схем рекомендуется пользоваться «Сборником укрупненных показателей стоимости для технико-экономических обоснований строительства ГЭС и ГАЭС (УПС ГЭС-78)», утвержденным Минэнерго СССР 26 февраля 1979 г.

Раздел этого сборника, относящийся к строительству туннелей, составлен на основании прейскурантов, указанных в п. 9.

Укрупненные показатели стоимости строительства приведены для туннелей сечением в свету до 5, 10, 20, 40, 100 м<sup>2</sup> и более, сооружаемых в породах VI—VII, VIII, IX, X—XI групп по шкале СНиП.

Стоимость строительства туннелей в породах более низких групп определяется по аналогам или прямым счетом.

УПС ГЭС-78 можно также использовать при сравнении проектных вариантов туннелей, входящих в состав гидроузла.

Если туннель является самостоятельным объектом строительства, то по УПС ГЭС можно определить затраты только по главе 2 сметно-финансового расчета (объекты основного производственного назначения), а прочие главы сметно-финансового расчета в этом случае рекомендуется определять специальными расчетами.

#### ПРИЛОЖЕНИЕ 4

### ВЫБОР ТИПА ДЕРИВАЦИИ ЗАРАМАГСКИХ ГЭС АРДОНСКОГО КАСКАДА (головная и ГЭС № 1)

Деривация Зарамагских ГЭС — туннельная, протяженностью около 15 км. Туннель почти вкрест пересекает боковой хребет, сложенный разнообразными интрузивными метаморфизованными и осадочными породами. На протяжении трассы туннеля породы претерпели как складчатые, так и разрывные тектонические нарушения. Ожидаются большие притоки подземных вод. Гидростатические напоры на отдельных участках могут достигнуть 500—600 м.

В проекте деривация рассмотрена в двух вариантах: напорная (рис. 5) и безнапорная (рис. 6). В обоих вариантах головной узел и здание ГЭС решены одинаково (табл. 3).

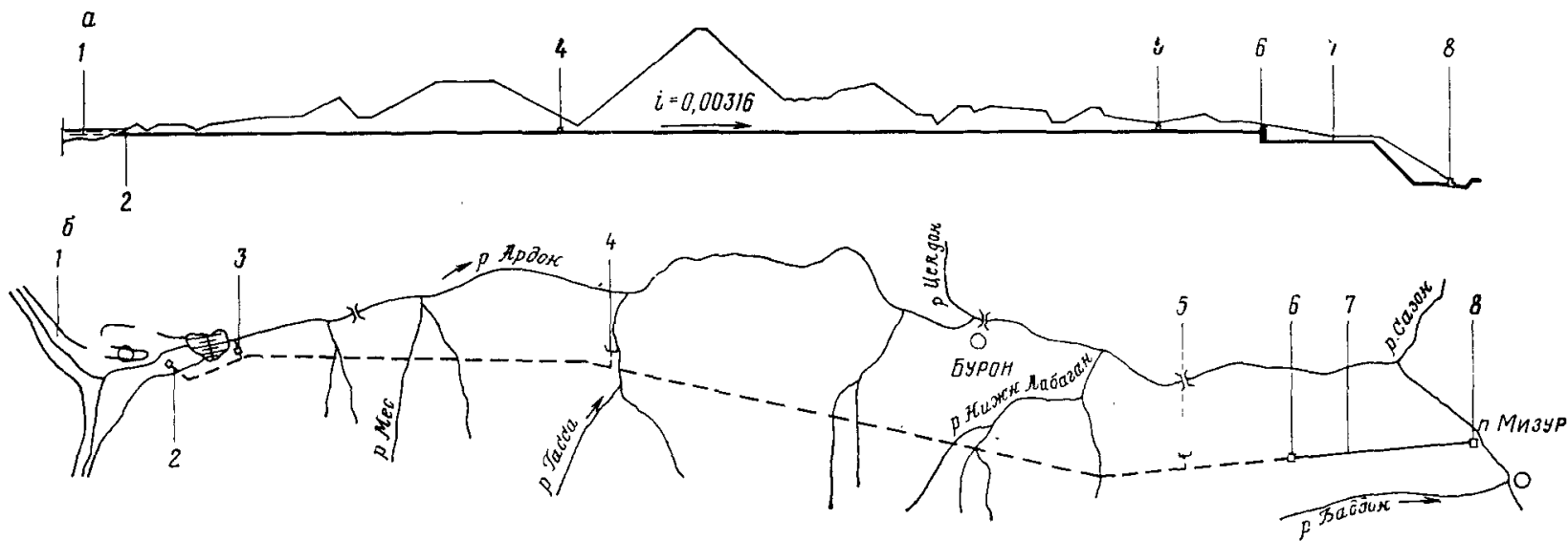
Головная ГЭС предназначена для гашения энергии потока с использованием напора сработки водохранилища, БСР — для работы ГЭС № 1 до поступления воды из головной ГЭС.

Пуск Зарамагской ГЭС в варианте с безнапорной деривацией представляется в следующем виде: гидроэлектростанция не работает, БСР заполнен. С пуском агрегатов ГЭС № 1 включается агрегат головной ГЭС на соответствующий расход. На время добега воды от агрегата головной ГЭС до БСР последний обеспечивает работу ГЭС № 1. С остановкой агрегатов ГЭС № 1 останавливается агрегат головной ГЭС, а объем воды, находящийся в туннеле, заполняет БСР. Таким образом, гидроэлектростанция после остановки снова готова к пуску как по графику, так и вне графика. Для синхронной работы ГЭС № 1 головной ГЭС НИСом Гидропроекта разработана система автоматического управления расходом воды головной ГЭС.

Сопоставление вариантов показало: оба варианта в отношении гибкости и маневренности равноценны; в варианте с безнапорной деривацией суммарная мощность на 12 МВт больше, сметная стоимость на 7,9 млн. меньше, срок строительства на 6 мес. короче.

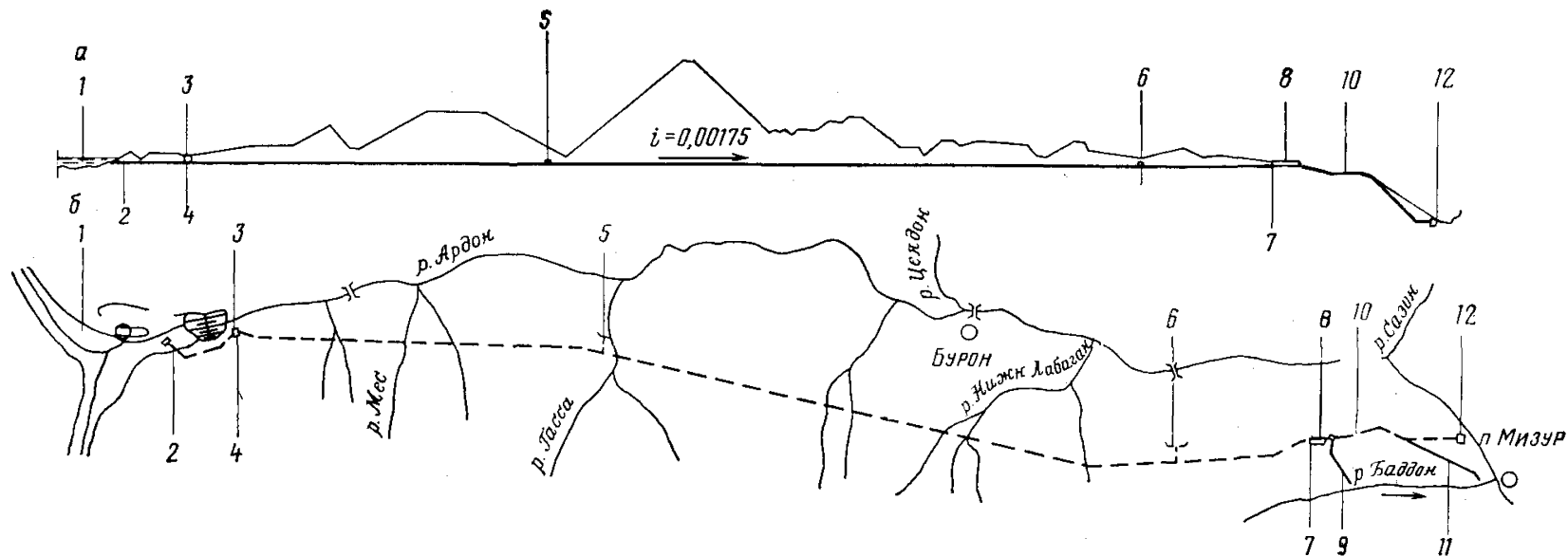
Кроме того, учитывая сложные геологические и гидрогеологические условия по трассе деривации, надежность работы обделок безнапорного туннеля выше, чем напорного.

По технико-экономическим показателям предпочтение отдано варианту с безнапорной деривацией.



**Рис. 5. Схема Зарамагских ГЭС. Вариант с напорной деривацией**

*a* — продольный разрез; *б* — план; 1 — Зарамагское водохранилище; 2 — начало туннеля, водоприемник; 3 — водовыпуск; 4 — штольня № 1; 5 — штольня № 2; 6 — конец туннеля, уравнильный резервуар; 7 — турбинный водовод; 8 — ГЭС № 1



**Рис. 6. Схема Зарамагских ГЭС. Вариант с безнапорной деривацией**

*a* — продольный разрез; *б* — план; 1 — Зарамагское водохранилище; 2 — начало туннеля № 1; 3 — головная ГЭС; 4 — начало туннеля № 2; 5 — штольня № 1; 6 — штольня № 2; 7 — конец туннеля № 2; 8 — бассейн суточного регулирования (БСР); 9 — холостой водосброс; 10 — турбинный водовод; 11 — аварийный водосброс; 12 — ГЭС № 1

Таблица 3

Наименование сооружения или показатели	Вариант напорной деривации	Вариант безнапорной деривации
Напорный деривационный туннель длиной, км	14,5	0,8
Безнапорный деривационный туннель сечением 4,5×4,5 м, длиной, км	—	14,2
Двухкамерный уравнильный резервуар, шт.	1	—
Бассейн суточного регулирования (БСР) емкостью 250 тыс. м <sup>3</sup> , шт.	—	1
Турбинный водовод диаметром 4,4—3 м длиной, км	2,7	1,8
Гасительный узел, головная ГЭС, шт.	—	1
ГЭС № 1	1	1
Установленная суммарная мощность, МВт	362	374
Выработка электроэнергии, млн. кВт·ч	850	852
Расчетный напор, м	655,2	676,6
Расчетный расход воды, м <sup>3</sup> /с	65	65

## ПРИЛОЖЕНИЕ 5

### ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАВИТАЦИОННО-СТОЙКИХ ПОКРЫТИЙ БЕТОННЫХ ОБДЕЛОК ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

1. В зависимости от материала и назначения эпоксидные композиции покрытий подразделяются на грунтовки, адгезионные обмазки, краски, полимермастики, полимеррастворы, полимербетоны.

2. Эпоксидные грунтовки и адгезионные обмазки представляют собой композиции, состоящие из пластифицированной эпоксидной смолы, растворителя и последующей, непосредственно перед нанесением этого состава на защищаемую поверхность, добавки отвердителя.

3. Эпоксидные краски представляют собой композиции, состоящие из пластифицированной эпоксидной смолы с пигментом, наполнителем (тонкодисперсным порошком) и последующей, перед нанесением этого состава, добавки отвердителя.

4. Эпоксидные полимермастики представляют собой композиции, состоящие из пластифицированной эпоксидной смолы с наполнителем и последующей, перед нанесением этого состава, добавки отвердителя. Мастика от краски отличается значительно большим содержанием наполнителей, их дисперсностью и соответственно, большей вязкостью. В некоторых случаях мастика может содержать пигмент и растворитель.

5. Эпоксидные полимеррастворы представляют собой композиции, состоящие из пластифицированной эпоксидной смолы с наполнителем

и наполнителем и последующей, перед нанесением этого состава добавки отвердителя. В отдельных случаях в состав вводят растворитель и пигмент. Неорганическая часть в составе по весу значительно превосходит органическую.

6. Эпоксидные полимербетоны представляют собой композиции, состоящие из пластифицированной эпоксидной смолы с отвердителем, наполнителем, заполнителем и добавками.

Таблица 4

Свойства	Средний показатель свойств покрасочных покрытий для образцов в возрасте, мес			Методика испытаний
	1	4	7	
Изменение веса пленок при хранении образцов в воде, %, не более	1,5	2	2,5	П 11-73 ВНИИГ ГОСТ 6806--73 —
Прогиб при изгибе, мм, не более	(возраст 2 мес) 5	10	15	
Прочность при ударе, кгс/см <sup>2</sup> , не менее	50	40	30	
Адгезия к цементному раствору:				П 74-78 ВНИИГ То же
а) образцы сухого хранения $\sigma_a^c$ , кгс/см <sup>2</sup> , не менее	12	15	15	
б) образцы водного хранения $\sigma_a^b$ , кгс/см <sup>2</sup> не менее	—	12	12	
Коэффициент водоустойчивости	—	0,75	0,75	»
$K_a = \frac{\sigma_a^b}{\sigma_a^c}$ , не менее				
Кавитационная стойкость:				П 74-78 ВНИИГ
а) после испытаний в камере Вентури в течение 100 ч при скорости воды 30—60 м/с для образцов, выдержанных на воздухе и в воде 6 мес	Без видимых следов разрушения		—	
б) после испытаний в установках с цилиндром $\varnothing$ 20 мм при скорости воды 28—30 м/с и продолжительности испытаний 10 ч средняя относительная величина поврежденной площади, не более	—	—	0,1	То же



Таблица 5

Свойства	Средний показатель свойств покрытий мастиками и растворами для образцов в возрасте, мес.			Методика испытаний
	1	4	7	
Адгезия к цементному раствору:				
а) образцы сухого хранения $\sigma_a^c$ , кгс/см <sup>2</sup> , не менее	15	18	18	П 74-78
б) образцы водного хранения $\sigma_a^b$ , кгс/см <sup>2</sup> , не менее	—	18	18	ВНИИГ То же
Коэффициент водоустойчивости	—	0,75	0,75	»
$K_a = \frac{\sigma_a^b}{\sigma_a^c}$ не менее				
Разрушающее напряжение при сжатии для образцов:				
а) сухого хранения $\sigma_{p.c}^c$ , кгс/см <sup>2</sup> , не менее	250	350	400	»
б) влажного хранения $\sigma_{в.с}^b$ , кгс/см <sup>2</sup> , не менее	—	300	350	»
Коэффициент водоустойчивости	—	0,75	0,75	»
$K_c = \frac{\sigma_{p.c}^b}{\sigma_{p.c}^c}$ , не менее				
Разрушающее напряжение при изгибе для образцов:				
а) сухого хранения $\sigma_n^c$ , кгс/см <sup>2</sup> , не менее	150	200	200	П 74-78
б) влажного хранения $\sigma_n^b$ , кгс/см <sup>2</sup> , не менее	—	150	150	ВНИИГ То же
Коэффициент водоустойчивости	—	0,75	0,75	»
$K = \frac{\sigma_n^b}{\sigma_n^c}$ , не менее				
Изменение веса образцов при влажном хранении, %, не более	—	3	4	»
Кавитационная стойкость:				
а) после испытания в камере Вентури в течение 100 ч при скорости воды 30—60 м/с	Без видимых следов разрушения			
б) после испытаний в установках с цилиндром $\varnothing$ 20 мм при скорости воды до 30 м/с и продолжительности испытаний 20 ч интенсивность эрозии, г/ч, не более:				
для мастик	—	—	0,03	»
для растворов	—	—	0,003	»

7. Окрасочные эпоксидно-полиэфирные и эпоксидно-тиоколовые и эпоксидно-каучуковые покрытия применяют для защиты временных водопропускных сооружений при ожидаемой небольшой интенсивности кавитационных воздействий и отсутствии в воде массивных плавающих тел. Окрасочные эпоксидно-полиэфирные и эпоксидно-тиоколовые покрытия состоят из грунтовочного и трех и более основных слоев общей толщиной до 1 мм (табл. 4) (толстослойные эпоксидно-каучуковые 2,5—3 мм).

8. Полимермастичные эпоксидные покрытия применяют для защиты отдельных участков и целых конструкций временных и постоянных гидросооружений, подвергающихся интенсивному кавитационному воздействию. Покрытия из эпоксидной полимермастики состоят из грунтовочного и мастичных слоев общей толщиной 2,5—5 мм (см. табл. 5).

9. Полимеррастворные эпоксидные покрытия также применяют для защиты конструкций постоянных и временных водопропускных гидросооружений, подвергающихся интенсивному кавитационному воздействию, преимущественно горизонтальных поверхностей.

Полимеррастворные покрытия состоят из грунтовочного, штукатурного (основного) и окрасочного (покровного) слоев общей толщиной 5—20 мм.

10. Для выравнивания поверхности бетона, уменьшения крутизны откосов выступов, уступов и т. д. применяется укладываемый по грунтовке эпоксидный полимерраствор (иногда полимермастика) с поверхностным окрасочным слоем.

11. Мاستику применяют при высоте выступов (уступов) до 5—10 мм, а раствор — при величине шероховатости 10—25 мм. Уклон обработки принимают по проекту в зависимости от скорости потока воды.

12. Для ремонта разрушенного бетона при глубине каверн до 5 см и площади до 0,25 м<sup>2</sup> применяют укладываемый по грунтовке полимерраствор с поверхностным окрасочным слоем, при большой глубине каверны применяют активированный торкрет или относительно кавитационно-стойкий цементный бетон или раствор, сцепление которого со старым увеличивают применением адгезионных эпоксидных обзасок. После ремонта поверхность заделки с прилегающим слоем бетона шириной 10—15 см должна быть окрашена кавитационно-стойким эпоксидным составом.

13. Эпоксидные покрытия, предназначенные для антикавитационной защиты бетонных гидротехнических сооружений, должны отвечать требованиям, приведенным в табл. 4 и 5.

14. Рекомендации по выбору антикавитационных покрытий приведены в табл. 6.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 6

### ЗАЩИТНЫЕ ПОЛИМЕРНЫЕ ПОКРЫТИЯ

#### Строительный туннель II яруса Нурекской ГЭС

В 1972 г. перед сдачей в постоянную эксплуатацию строительного туннеля II яруса в числе других мероприятий была проведена ликвидация дефектов и укрепление поверхности бетонной обделки полимерными покрытиями. Общий объем покрытий составляет около 900 м<sup>2</sup>.

Таблица 6

Требования к покрытиям	Типы защитных покрытий		
	окрасочные	мастичные	полимер-растворные
1. По капитальности сооружения:			
постоянные	—	+	+
временные	+	+	+
2. По гидравлическому режиму:			
а) при скорости:			
до 20 м/с	+	+	+
20—35 м/с	—	—	+
св. 35 м/с	—	—	+
б) при ожидаемой кавитации:			
низкой интенсивности	+	+	+
средней           »	—	+	+
высокой         »	—	—	+
в) при наличии влекомых наносов	—	+	+
г) при наличии в воде плавающих предметов и льда	—	+	+
3. По качеству защищаемой поверхности бетона:			
при наличии неравномерной шероховатости с уступами и выступами св. 2—3 мм	—	—	+
при отсутствии шероховатости не менее 2 мм	+	+	+
4. По расположению защищаемой поверхности бетона:			
горизонтальные	—	+	+
вертикальные и круто наклонные	+	+	—
5. По климатическим и природным условиям:			
в суровых климатических условиях при низких температурах	—	—	+
в умеренных климатических условиях	+	+	+
6. По условиям производства работ:			
на открытой площадке при $t > 20 \div \div 25^\circ$	+	+	+
при $t < 20^\circ$ и в тепляках	+	+	+

На правую и левую стенки туннеля на конфузорном участке длиной 70 м в пределах смоченного периметра были нанесены окрасочные и мастичные эпоксидные покрытия в соответствии с рабочими чертежами.

Покрытия наносились на подготовленную гидropескоструйным способом поверхность бетона. Окрасочные покрытия наносились в четыре слоя с применением ацетона в качестве растворителя, мастичные — в два слоя по грунтовочному слою. Сушка слоев покрытий была организована в соответствии с местными условиями в зависимости от температуры и влажности воздуха.

Таблица 7

Компоненты	Адгезионная обмазка	Окраска				Мастика			Полимерраствор	
		грунтовка	1-й слой	2-й слой	3-й слой	грунтовка	1-й слой	2-й слой	грунтовка	1-й слой
Эпоксидная смола ЭД-16	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Низковязкий тиокол (НВТ)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Полиэфир МГФ-9	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Полиэтиленполиамин	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Апетон	20	50	30	30	20	50	—	—	50	—
Электрокорунд	—	—	—	20	30	—	125	125	—	175
Песок кварцевый средней крупности	—	—	—	—	—	—	—	—	—	250
Асбестовая крошка	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3
Алюминиевая пудра ПАК-7	—	—	—	—	3	—	—	2	—	—

Примечания: 1. Все рецептуры даны в частях веса по отношению к эпоксидной смоле.

2. Адгезионные обмазки применены для лучшего сцепления старого бетона с новым (при ремонте больших каверн).

**ПРИМЕРЫ ЗАРУБЕЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА ТУННЕЛЕЙ БЕЗ ОБДЕЛОК  
И С НЕНЕСУЩИМИ ОБДЕЛКАМИ**

Таблица 8

Гидроузел (страна)	Назначение туннеля	Формы поперечного сечения туннеля	Ширина и высота (диаметр) туннеля, м	Длина туннеля, м	Породы, в которых пройден туннель	Расчетный расход воды, м <sup>3</sup> /с
Черчил-Фолс (Канада)	Отводящий	Корытообразная	13,7×28,8	2×692	Метаморфизированные гранито-гнейсы	—
Ле-Гранд-2 (Канада)	Строительный Отводящий	» »	13,7×19,8	2×774 4×806	Скальные	7470
Фурнас (Бразилия)	Строительный	»	16×17	1×885 1×806	Сланцы и мелкозернистые кварциты	5500
Кабора-Басса (Мозамбик)	»	»	16×16	420	Гранито-гнейсы	4500
Маникуаган-3 (Канада)	»	Круглая	16,7	710	Габбровый массив с дайками диабазы	2390
Кебан (Турция)	»	Корытообразная	14,5×15,5	2×700	Метаморфизированные известняки	4520
Пехлеви (Иран)	»	»	15×14	670	Известняковые конгломераты	2000

Маникуаган-5 (Канада)	Строительный	Круглая	14,3	2×610	Гранитогнейсы	3120
Буллард Бар (США)	»	Корытообразная	12,8×13,4	1475	Твердые амфиболиты	2610
Бацидери (США)	»	Коробовая	12,8×12,8	305	Известняки и доломиты	1280
Браунли (США)	»	Корытообразная	11,6×12,8	762	Мелкозернистые базальты	566
Хельес (Швеция)	»	»	13×11,4	250	Скальные	830
Пикоте (Португалия)	»	»	12×12	280	Граниты	1300
Моссирон (США)	»	Коробовая	10×12	562	Тонкозернистые андезиты	1360
Кариба (Ю. Родезия)	»	Круглая	11,3	400	Гнейсы и порфириты	—
Колгейт (США)	Соединительный	Корытообразная	8×8	8000	Скальные	—
Хирфанли (Турция)	Строительно-эксплуатационные	Круглая	7	1×495; 1×555	»	—
Букунбень-Сноу (Австралия)	Соединительный	Коробовая	6,4×6,4	24 000	Скальные	76
Каунерталь (Австрия)	Подводящий (напор 12—17 ати)	Круглая	4	1400	Трещиноватые гнейсы, гранито-гнейсы	—

Толщина окрасочных покрытий составляла 1 мм, мастичных — 3—4 мм. Эксплуатация в течение 5 лет (1972—1976 гг.) строительного туннеля II яруса при скоростях потока воды 37—42 м/с и большом содержании в потоке абразивных частиц показала эффективность укрепления бетонной отделки эпоксидными покрытиями, предотвратившими кавитационные повреждения.

### Водосброс II яруса Чарвакской ГЭС

В 1973—1974 гг. в водосбросе II яруса Чарвакской ГЭС в правой и левой нитках водовода (на стенах, вутах и в лотковой части) были выполнены защитные эпоксидные покрытия. Лотковая часть была защищена полимерраствором толщиной 10—15 мм, вуты — мастикой толщиной 3—4 мм и стены (на высоту смоченного периметра 5 м) — окрасочными покрытиями толщиной 1 мм.

Общий объем покрытий — свыше 3 тыс. м<sup>2</sup>.

Защитные покрытия наносились на подготовленную поверхность бетона как штукатурными методами, так и с помощью механизированного инструмента.

Окрасочные покрытия наносились в четыре слоя, мастичные — в два слоя и полимеррастворные — на всю толщину слоя покрытия по грунтовке.

Рецептуры примененных составов покрытий приведены в табл. 7.

Выбуривание кернов и адгезионные испытания, проведенные через 3 мес. после нанесения покрытий, показали их хорошее сцепление с бетонной поверхностью. В 95% случаев показатели сопротивления растяжению превышали нормативные.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 8

### ПРИМЕР ОСУЩЕСТВЛЕНИЯ УКРЕПИТЕЛЬНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ

Ингурский деривационный туннель (см. рис. 7.2) кругового очертания имеет диаметр в свету 9,5 м, общую длину 14,7 км и проходит в основном в известняках различной сохранности. Расчетный напор воды в туннеле равен у водоприемника 10 кгс/см<sup>2</sup>, а перед уравнительным резервуаром — 16,5 кгс/см<sup>2</sup>. На длине 10,6 км принята нетрещиностойкая бетонная отделка толщиной 0,5 м и укрепительная цементация породы. В проекте было принято, что укрепительная цементация породы повысит коэффициент удельного отпора породы с 500—800 до 800—1000 кгс/см<sup>3</sup> и понизит ее водопроницаемость до приемлемых размеров с тем, чтобы в соответствии с энергоэкономическими расчетами потери воды из туннеля при расчетном расходе не превышали 2—3 м<sup>3</sup>/с. Принятая в Ингурском туннеле отделка с укрепительной цементацией породы дешевле варианта со стальной оболочкой и наружным бетонным кольцом или с монолитной густоармированной железобетонной отделкой.

Укрепительную цементацию выполняли в три очереди (рис. 7). Скважины I очереди бурили в нечетных створах через каждые 6 м вдоль туннеля по девять скважин в сечении глубиной 6,5 м от внутренней поверхности отделки. Скважины II очереди бурили в четных створах также через 6 м вдоль туннеля в шахматном порядке по от-

ношению к скважинам I очереди. Глубина скважин II очереди также 6,5 м от внутренней поверхности обделки. Скважины III очереди бурили в шахматном порядке между скважинами I и II очереди в каждом створе. Глубина скважин III очереди составляла 5 м от внутренней поверхности обделки. На отдельных нарушенных участках глубину скважин I и II очереди увеличивали до 8—10 м.

Для характерной схемы на 1 м туннеля пробуривали 40 м скважин. Скважины I очереди цементировали под давлением 15 кгс/см<sup>2</sup>, II очереди — 20 кгс/см<sup>2</sup> и III очереди — до 40 кгс/см<sup>2</sup>. Цементация начиналась при  $V: C = 10$  с постепенным понижением этого показателя до 0,6.

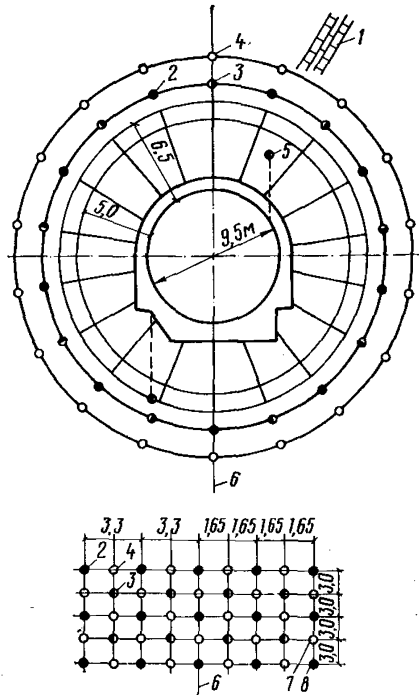
Контроль качества укрепительной цементации на водопоглощение осуществляли путем гидравлического опробования контрольных скважин, количество которых на разных участках составило от 3 до 10% общего числа цементационных скважин. Контрольные скважины бурили на ту же глубину, что и скважины III очереди, гидравлически опробовали под давлением 25 кгс/см<sup>2</sup> и затем цементировали. Допустимое удельное водопоглощение составило для разных участков туннеля от 0,01 до 0,02 л/(мин·м<sup>2</sup>).

Превышение этих значений в отдельных скважинах допускалось в 25—30% случаев до 0,05 л/(мин·м<sup>2</sup>) с тем, чтобы среднearифметическое значение водопоглощения по принимаемому участку туннеля сохранилось в указанных выше пределах. Приемка цементационных работ осуществлялась по специальной инструкции.

Деформативные свойства укрепленной породы проверялись геофизическим методом (ультразвуковым профилированием) по створам через каждые 70—150 м по длине туннеля.

По деривационному туннелю было выполнено 600 км скважин укрепительной цементации.

Цементация позволила в среднем не менее чем в 5 раз снизить водопроницаемость породы, на 30—40% повысить модуль ее деформации и в 1,3—1,4 раза уменьшить анизотропию свойств породы по периметру туннеля.



**Рис. 7. Схема расположения скважин при цементации**

1 — напластование горных пород; 2 — скважины I очереди; 3 — скважины II очереди; 4 — скважины III очереди; 5 — дополнительные контрольные скважины; 6 — ось туннеля; 7 — нечетные ряды; 8 — четные ряды



## НОВЫЕ ПРОГРЕССИВНЫЕ ТИПЫ ОБДЕЛОК ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

Применение новых конструкций при проектировании гидротехнических туннелей возможно при условии предварительного проведения исследований, обосновывающих возможность принятия такой обделки в данном конкретном случае. Такие исследования представляют собой выполнение более детальных расчетов, экспериментов на моделях и фрагментах, а в отдельных случаях необходима и проверка работоспособности обделки на опытном участке. Применение новых конструкций требует обеспечения необходимым оборудованием, механизмами и материалами.

### *Монолитные обделки из низкомодульных латексных бетонов*

Для монолитных трещиностойких обделок из низкомодульных бетонов институтом Оргэнергострой разработан ряд составов бетона с добавкой латекса. Эти бетоны имеют значительную деформативность.

Так, например, бетон состава 1 : 2 : 3 (или 1 : 2,5 : 2,5) с добавкой 20% латекса СКС-65 ГП от веса цемента (по сухому веществу) имеет нормативное сопротивление при осевом сжатии (кубиковая прочность) на 5—10% меньше, нежели у бетона без добавки латекса и на 25—30% больше нормативного сопротивления при осевом растяжении. Модуль деформации латексного бетона в 2—3 раза меньше, чем у обычного бетона. Последнее обстоятельство придает бетону достаточную деформативность, при которой обделка, воспринимая лишь малую долю растягивающей нагрузки, передает на породу усилия от внутреннего напора воды.

Водонепроницаемость такого бетона В15—В18.

Расчет, выполненный Оргэнергостроем для обделок подводящих туннелей Нурекской ГЭС, показал, что при применении в них латексного бетона за счет уменьшения жесткости конструкции можно было отказаться от армирования обделок. В 1977 г. на строительстве Нурекской ГЭС институтом Оргэнергострой в опытном штреке завершены исследования по оценке работы обделки из латексного бетона.

Кавитационная стойкость латексного бетона, указанного выше состава, превосходит таковую обычного бетона того же состава без добавки латекса в 15 раз, как показали испытания, произведенные МИСИ им. В. В. Куйбышева.

### *Комбинированные обделки с наружным кольцом из сборных железобетонных блоков, обжатых в породе, и внутренним железобетонным кольцом*

Экспериментально подтверждено, что обжатие сборной обделки в породе стабилизирует состояние горного массива вокруг туннеля, резко уменьшает объем заполнительной цементации, упрощает процесс монтажа обделки и снижает количество арматуры.

Применение обжимаемых в породе сборных обделок возможно только при наличии гладкого контура выработки, что обеспечивается при проходке туннелей механизированными щитами или комбайнами.

В качестве примера успешно применения обделки из сборных железобетонных блоков, обжатых в породе (рис. 8), можно указать строительство перегонных туннелей Ленинградского метрополитена.

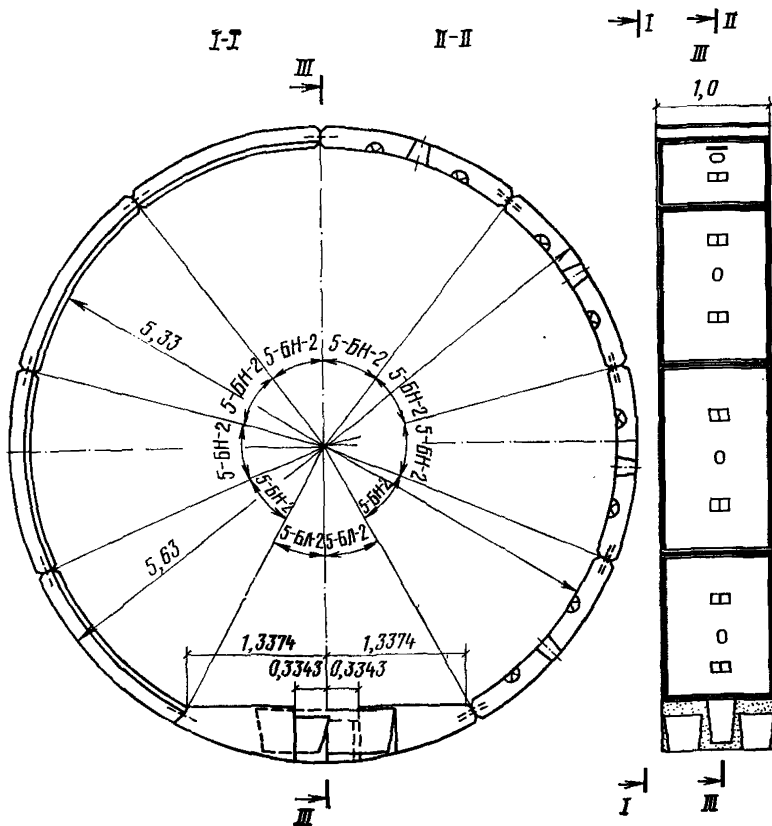


Рис. 8. Конструкции сборных железобетонных блоков 5-БНЛ-2

В кембрийских глинах проходка осуществляется механизированным щитом КТ-1-5,6. Эта конструкция использовалась при строительстве Ленинградского метрополитена с 1976 г. по настоящее время, скорость проходки достигала 1200 м в месяц.

Обделка конструкции Ленметрогипротранса 5-БНЛ-2 внутренним диаметром 5330 мм состоит из восьми сборных железобетонных блоков 5-БН-2 толщиной 150 мм и шириной 1000 мм из бетона М400, а также из двух лотковых железобетонных блоков 5-БЛ-2. Вес одного блока 5-БН-2 равен 657,2 кг, а блока 5-БЛ-2 — 787,5 кг. Разжатие обделки осуществляется в лотке домкратом с усилием 30—40 тс и фиксируется клиньями и вкладышем. Общий объем сборного железобетона на кольцо обделки составляет 3 м<sup>3</sup>, вес арматуры на кольцо — 302 кг.

Обделка 5-БНЛ-2 собирается с помощью конвейерного укладчика КТЗ-5,6, входящего в щитовой комплекс, изготавливаемый Ясиноватским машиностроительным заводом.

Обделка рассчитана на вертикальную равномерно распределенную нагрузку интенсивностью 50 тс/м<sup>2</sup> и горизонтальную интенсивностью

15 тс/м<sup>2</sup> при коэффициенте удельного отпора породы около 100 кгс/см<sup>3</sup>.

Использование сборной обжатой обделки в качестве наружного кольца комбинированной обделки напорных туннелей, сооружаемых щитовым способом в слабых породах, предложено НИСом Гидропроекта. Внутреннее кольцо представляет собой нетрещиностойкую тонкостенную железобетонную обделку. За счет обжатия наружного кольца в породу уменьшается раскрытие трещин во внутреннем кольце при действии эксплуатационных нагрузок.

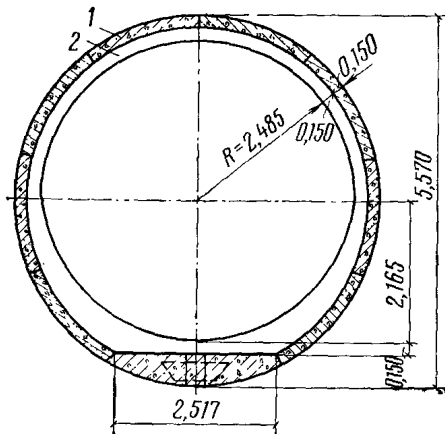


Рис. 9. Комбинированная обделка напорного деривационного туннеля Зеленчукской ГЭС

1 — сборная обделка из железобетонных блоков 5-БНЛ-2, обжатая в породу (конструкция Ленметрогипротранса); 2 — монолитное железобетонное кольцо (армирование 1,3%)

Для проверки возможности применения подобной конструкции в НИСе Гидропроекта проведен комплекс исследований на специально созданном экспериментальном стенде. Исследования, выполненные в масштабе 1:2 применительно к обделке напорного туннеля Зеленчукской ГЭС, позволили рекомендовать эту конструкцию взамен предусмотренной ранее монолитно-прессованной обделки. За счет повышения темпов работ комбинированная обделка оказалась значительно эффективнее монолитной. Кроме того, железобетонная конструкция более надежна для напорного туннеля.

Конструкция обделки имеет внешнее сборное обжатое кольцо из блоков, разработанных Ленметрогипротрансом, и внутреннее железобетонное кольцо толщиной 15 см. Обделка запроектирована применительно к напорному туннелю Зеленчукской ГЭС ( $P=8$  ат), проходящему в глинистых породах с  $f_{кр} \leq 3$ . Процент армирования железобетонного кольца равен 1,3%. Между внешним и внутренним кольцами обделки имеется битумная обмазка, препятствующая сцеплению бетона с блоками и способствующая более равномерному трещинообразованию в железобетонном кольце. Схема конструкции показана на рис. 9.

**КОНСТРУКЦИИ АЭРАТОРОВ ТУННЕЛЬНЫХ ВОДОСБРОСОВ**

Опыт эксплуатации туннельных водосбросов отечественных и зарубежных гидроузлов показал надежность и эффективность аэрации сбросного потока для предотвращения кавитационной эрозии. Движение аэрированного высокоскоростного потока не вызывает кавитационных разрушений бетонных водосливов даже с грубой, с местными неровностями и недостаточно плавной поверхностью.

Аэратор состоит из двух основных элементов:

собственно аэратора трамплинного, ступенчатого или комбинированного типов;

системы для подвода воздуха к аэратору и в создаваемую им подструйную полость.

Принцип действия аэратора заключается в следующем. Трамплин или уступ отрывает поток от поверхности водослива на заданном участке и создает подструйную полость, автоматически заполняющуюся атмосферным воздухом, поступающим по системе воздухопроводов. Двигаясь над этой полостью, поток насыщается воздухом, образуя ниже по течению защитную водовоздушную смесь на контакте с бетонной поверхностью. Степень аэрации зависит от удельного расхода сбросного потока, от количества воздуха, поступающего в подструйную полость через воздухопроводы, и от продолжительности движения воды над полостью. Все эти параметры для конкретного сооружения определяют экспериментально на гидравлических моделях.

Конструктивные схемы трамплинных и ступенчатых аэраторов, установленных в туннельных водосбросах, приведены на рис. 10—12.

Применение трамплинного или ступенчатого аэратора определяется конструктивными условиями. Преимуществом трамплинного аэратора является меньшая высота и возможность установить его на уже готовом водосбросе, если иной способ защиты от кавитационной эрозии оказался недостаточно эффективным.

Первый, самый верхний аэратор устанавливают в начале эрозионно-опасной зоны, а второй и последующие устанавливают при необходимости там, где концентрация свободного воздуха в потоке снижается до 3%. Эта величина определяет наименьшую концентрацию воздуха, которая предотвращает кавитационную эрозию. За аэратором не рекомендуется увеличивать концентрацию воздуха более 45%, чтобы избежать повышенного «пыления» водного потока.

При проектировании воздухоподводящих систем особое внимание следует обратить на то, чтобы не допустить попадание в них посторонних предметов, а также на то, чтобы в них не скапливались снег, лед и вода, которые, замерзнув, могут стеснить их живое сечение.

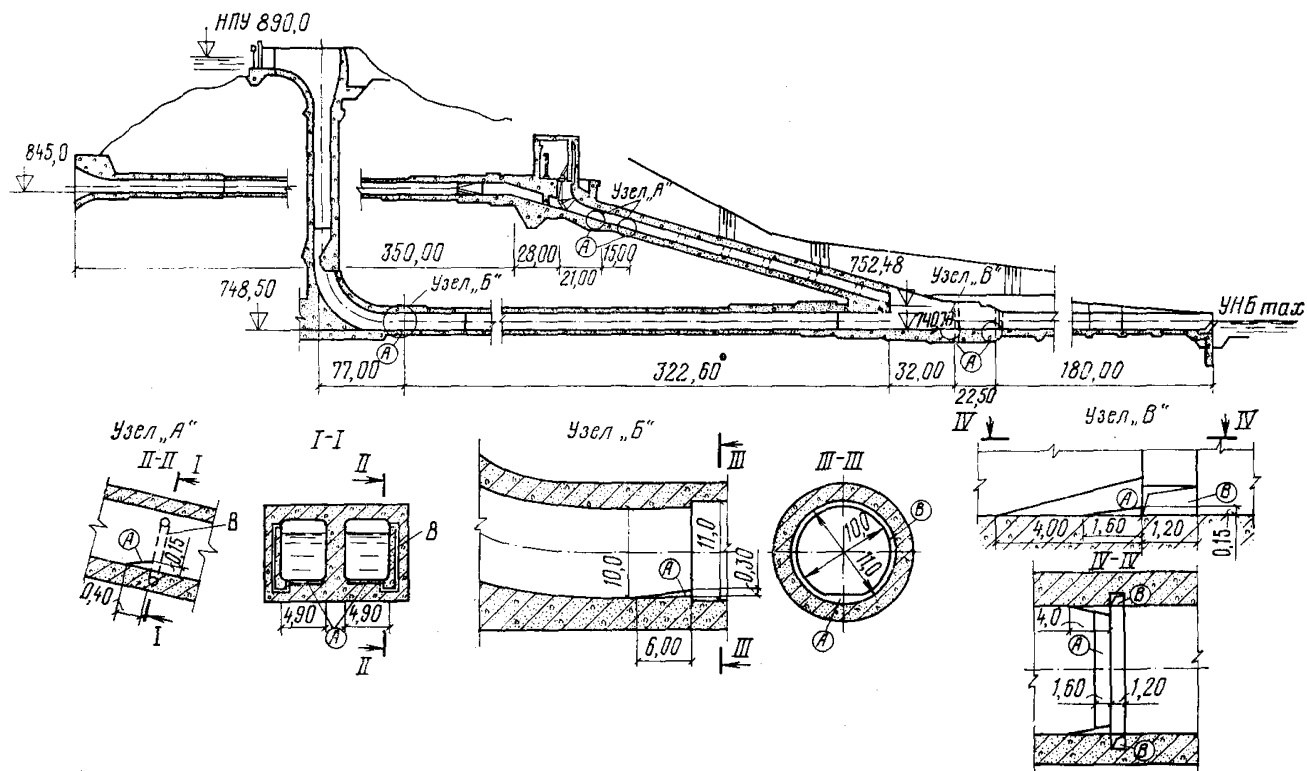
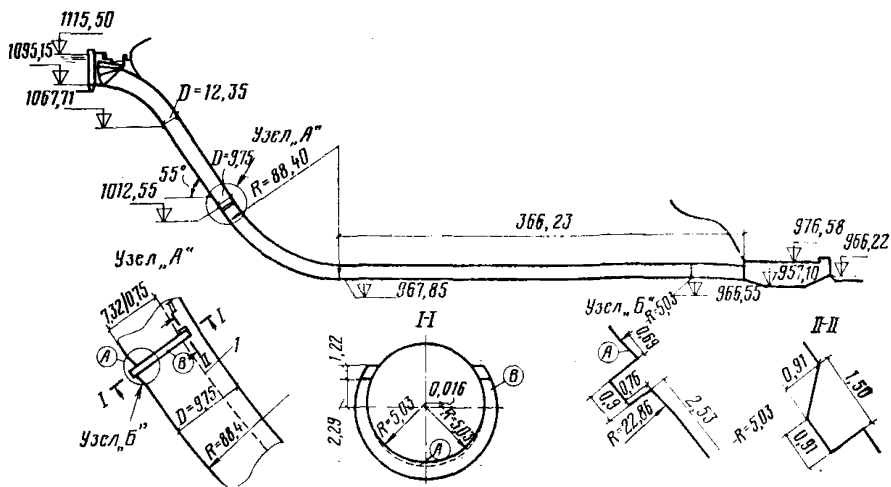


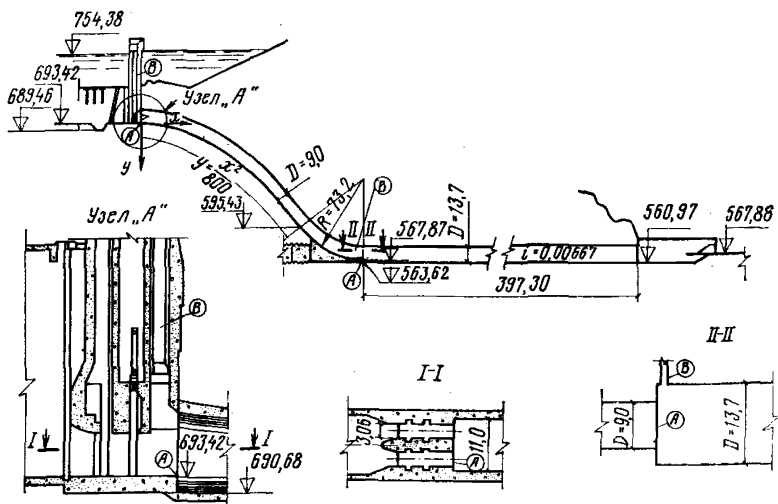
Рис. 10. Водосбросные сооружения Чарвакской ГЭС

А — трамплинный аэратор; В — воздуховодная труба диаметром 0,4 м для подачи воздуха



**Рис. 11. Туннельный водосброс гидроузла Йелоутейл (США)**

А — трамплинный аэратор; В — воздуховод; I — уровень максимального наполнения



**Рис. 12. Туннельный водосброс гидроузла Майка (Канада)**

А — ступенчатый аэратор; В — воздуховод

**РАСЧЕТ НА ИЗНОС ЛОТКА ТУННЕЛЯ ПОТОКОМ ВОДЫ, НЕСУЩИМ НАНОСЫ**

(на примере строительного туннеля I яруса Рогунской ГЭС)

*Условные обозначения и исходные данные*

Максимальный расчетный расход 1%-ной обеспеченности . . . . .	$Q_0 = 2270 \text{ м}^3/\text{с}$
Годовой жидкий сток . . . . .	$Q = 19,9 \cdot 10^8 \text{ м}^3/\text{год}$
Годовой твердый сток взвешенных наносов . . . . .	$A_2Q = 345 \cdot 10^5 \text{ м}^3/\text{год}$
То же, донных наносов . . . . .	$A_1Q = 5 \cdot 10^5 \text{ м}^3/\text{год}$
Средний расчетный диаметр донных наносов . . . . .	$d_1 = 0,0075 \text{ м}$
То же, взвешенных наносов . . . . .	$d_2 = 0,00012 \text{ м}$
Размеры туннеля . . . . .	$11 \times 11 \text{ м}$
Глубина потока . . . . .	$H = 11 \text{ м}$
Расчетная скорость потока в туннеле . . . . .	$v = 21 \text{ м/с}$
Средний объемный вес частиц (наносов) . . . . .	$\gamma_n = 1575 \text{ кгс/м}^3$
Прочность наносов при сжатии . . . . .	$R_n = 800 \text{ кгс/см}^2$
Коэффициент трения скольжения мокрого песка по бетону . . . . .	$\mu = 0,5$
Предел прочности бетона марки М 300 при сжатии . . . . .	$R = 300 \text{ кгс/см}^2$
Прочность крупного заполнителя . . . . .	$R_{к.з} = 1000 \text{ кгс/см}^2$
Предельные размеры зерен крупного заполнителя . . . . .	$d_{к.з} = 40 \text{ мм}$
Объемный вес бетона . . . . .	$\gamma_b = 2500 \text{ кгс/м}^3$
Площадь истирания на 1 м длины туннеля . . . . .	$F_n = 39,3 \text{ м}^2$

*Расчетные формулы*

$$F^* = \frac{v}{\sqrt{gH}}; \tag{1}$$

$$K_1 = \frac{R_n^2 \gamma_n}{\gamma_b R R_{к.з} d_{к.з}}; \tag{2}$$

$$K_2 = \frac{(A_1 Q d_1 + A_2 Q d_2)}{F_n}; \tag{3}$$

$$h_n = A F^* K_1 K_2, \tag{4}$$

где  $K_1$  — параметр, определяющийся физическими характеристиками наносов и прочностными характеристиками бетона, влияющими на износ;

$A = 10^{-6}$  — коэффициент пропорциональности;

$K_2$  — параметр, характеризующий износ облицовки от истирающего воздействия донных и взвешенных наносов.

*Расчет*

$$F^* = \frac{21}{\sqrt{9,81 \cdot 11}} = 2,02;$$

$$K_2 = \frac{0,5 (5 \cdot 10^5 \cdot 0,0075 + 345 \cdot 10^5 \cdot 0,00012)}{39,3} = 100,45;$$

$$K_1 = \frac{0,08 \cdot 0,08 \cdot 1575}{2500 \cdot 0,03 \cdot 0,1 \cdot 0,04} = 33,3;$$

$$h_n = 10^{-6} \cdot 2,02 \cdot 33,3 \cdot 100,45 = 0,007 \text{ м/год} \approx 1 \text{ см/год.}$$

## ПРИЛОЖЕНИЕ 12

### ДРЕНАЖ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НУРЕКСКОЙ ГЭС

На рис. 13 и 14 показаны план сооружений Нурекской ГЭС и гидроизогипсы фильтрационного потока при отношении коэффициентов фильтрации основания и цементационной завесы, равном 10. На рис. 14 видно, что фильтрационный поток из водохранилища после прохождения цементационной завесы плотины направляется к руслу реки и дренируется русловым аллювием. Наиболее интенсивная фильтрация характерна для зоны повышенной трещиноватости левого берега.

Почти все подземные сооружения расположены в зоне действия обходного фильтрационного потока, при этом некоторые сооружения заглублены под уровень грунтовых вод до 170—200 м.

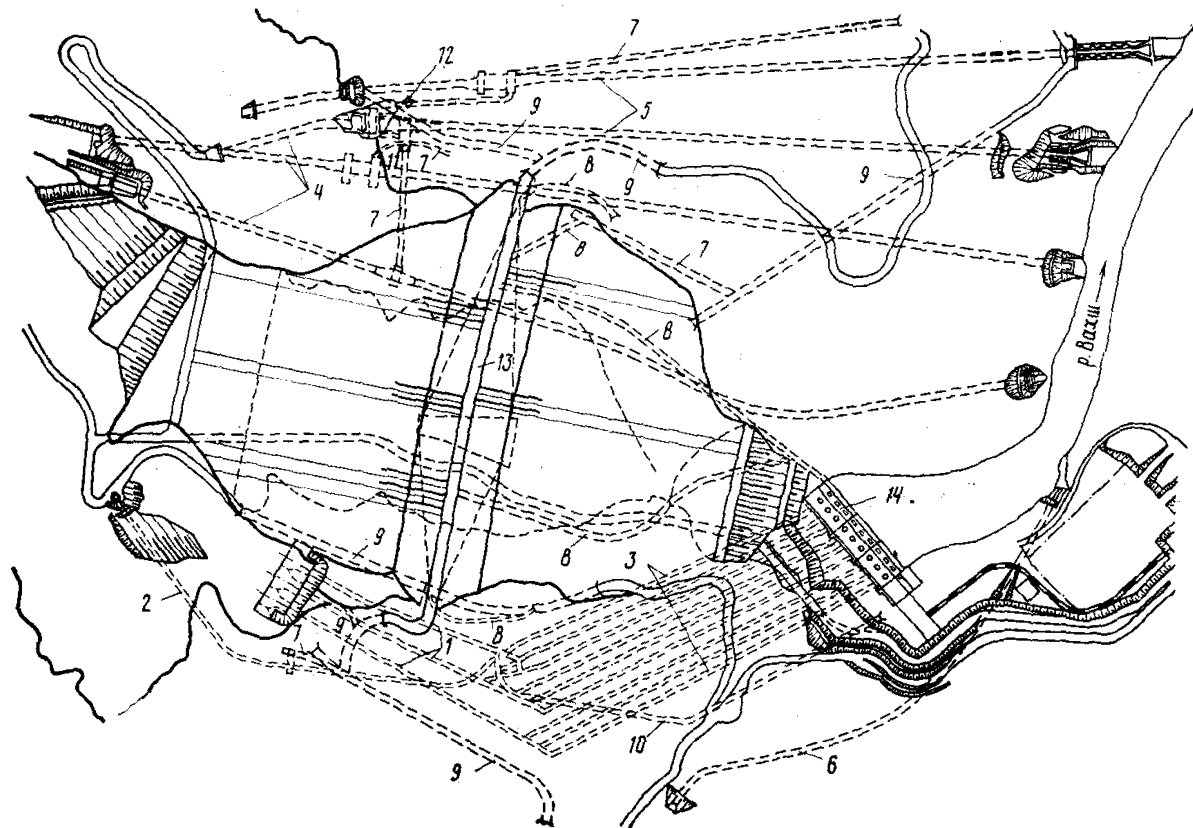
В связи с этим необходимым условием для их рационального проектирования и строительства является применение дренажа, снижающего давление грунтовых вод до приемлемых размеров.

Для данных гидрогеологических условий, компоновочных и конструктивных решений оптимальным по созданию дренажа подземных сооружений явилось устройство общего дренажа в районе турбинных водоводов (правый берег) и местного в водосбросных и других безнапорных сооружениях.

Здесь и далее общим дренажем считается такой, при помощи которого воздействие грунтовых вод на обделки подземных сооружений уменьшается за счет понижения зеркала грунтовых вод; местный же дренаж уменьшает воздействие грунтовых вод за счет потерь напора при движении по трещинам и порам к защищаемому сооружению, т. е. практически без снижения зеркала грунтовых вод.

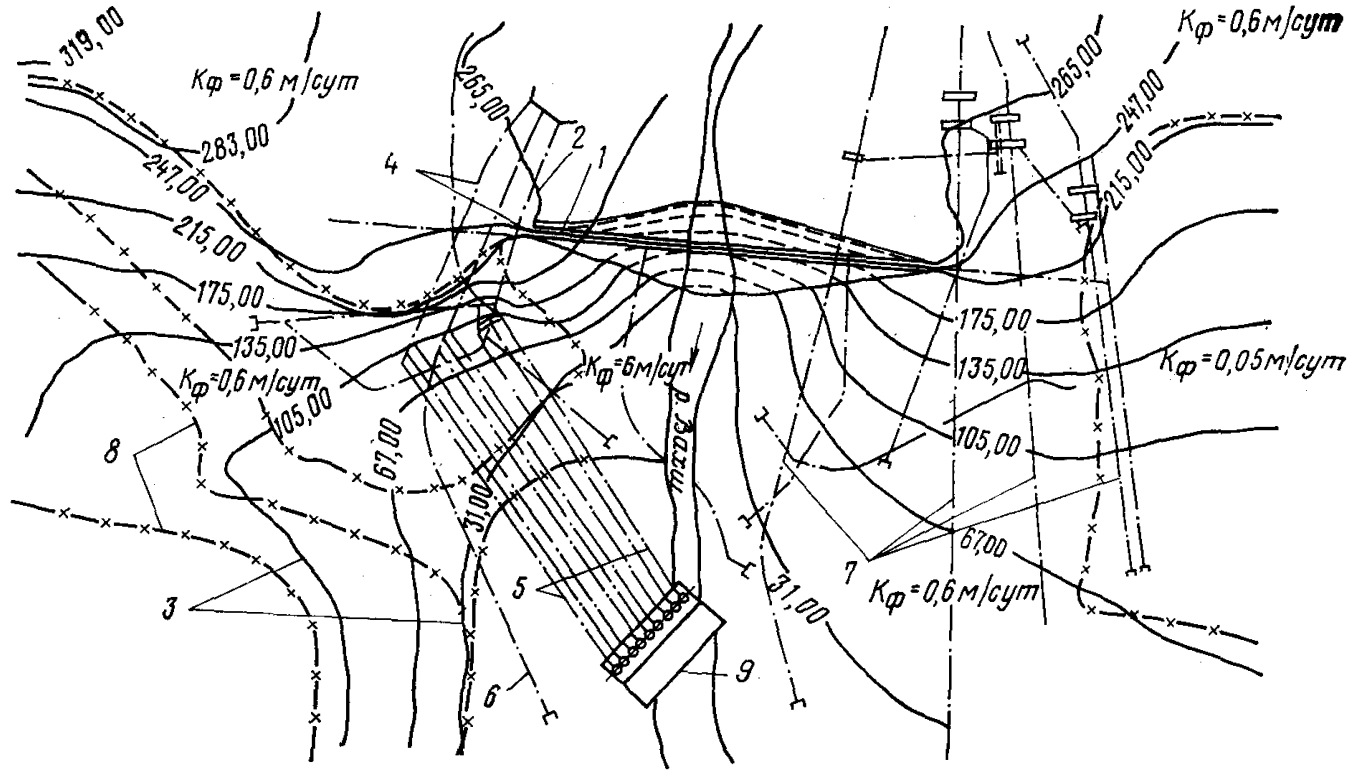
Дренаж правобережных сооружений решен в виде дренажного туннеля с пробуренными из него скважинами (рис. 15 и 16). Сечение туннеля принято минимальным по условиям механизации проходческих работ. Скважины диаметром 100 мм и длиной от 22 до 60 м бурятся через 7,5 м. С помощью дренажа давление подземных вод на стальные облицовки турбинных водоводов снижается до 50—





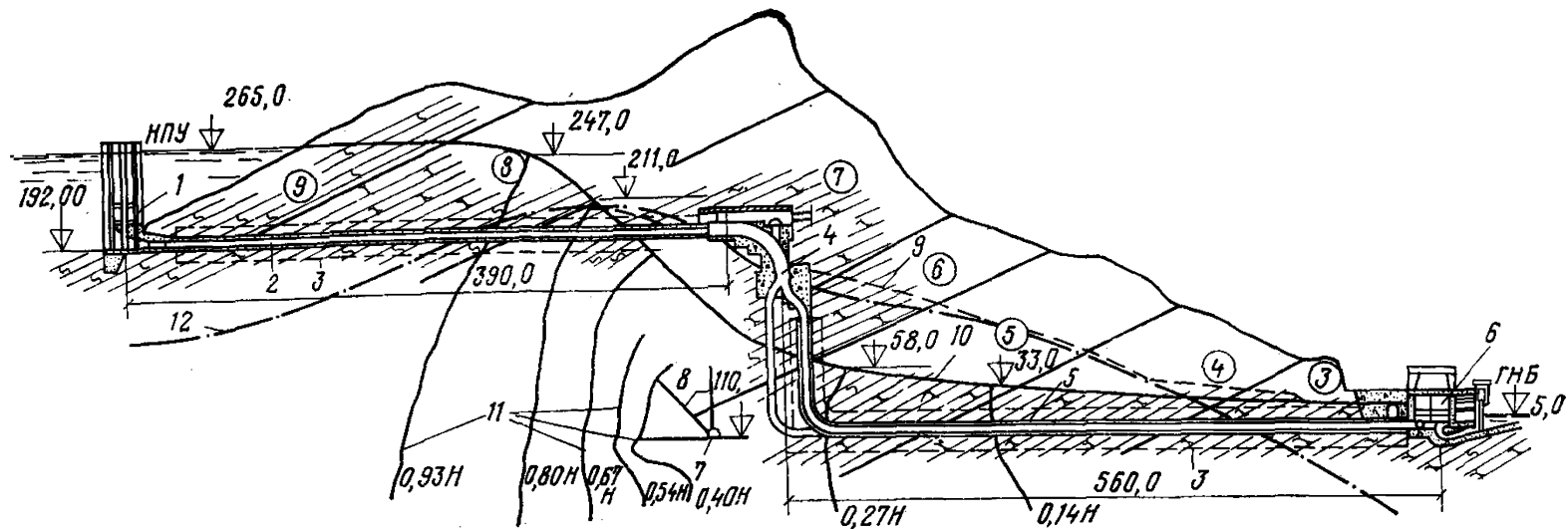
**Рис. 13. План Нурекского гидроузла**

1 — подводящие туннели; 2 — промежуточный подводящий туннель; 3 — турбинные водоводы; 4 — строительные туннели; 5 — катастрофические водосбросы; 6 — отводящий туннель сая «Лагерный»; 7 — грузовые и соединительные туннели; 8 — транспортные туннели к цементационным потернам плотины; 9 — туннели на автодорогах; 10 — дренажный туннель; 11 — грузоаэрационная шахта; 12 — аэрационная шахта; 13 — гребень плотины; 14 — здание гидроэлектростанции



**Рис. 14. Поверхность подземных вод при НПУ водохранилища Нурекской ГЭС 265,00**

1 — плотина; 2 — линия уреза воды в водохранилище; 3 — гидроизогипсы; 4 — подводящие туннели ГЭС; 5 — турбинные водоводы; 6 — дренажный туннель; 7 — водосбросные туннели; 8 — граница зон различной проницаемости пород; 9 — здание ГЭС



**Рис. 15. Общий дренаж в районе турбинных водоводов ГЭС**

1 — водоприемник; 2 — подводящий туннель; 3 — цементация породы; 4 — вертикальная развилка на три отвода; 5 — турбинные водоводы; 6 — здание ГЭС; 7 — дренажный туннель; 8 — дренажные скважины; 9 — естественная поверхность подземных вод; 10 — поверхность депрессии при работе дренажа; 11 — линии равных напоров; 12 — граница раздела зон пород разной проницаемости; в кружках — номера геологических пачек

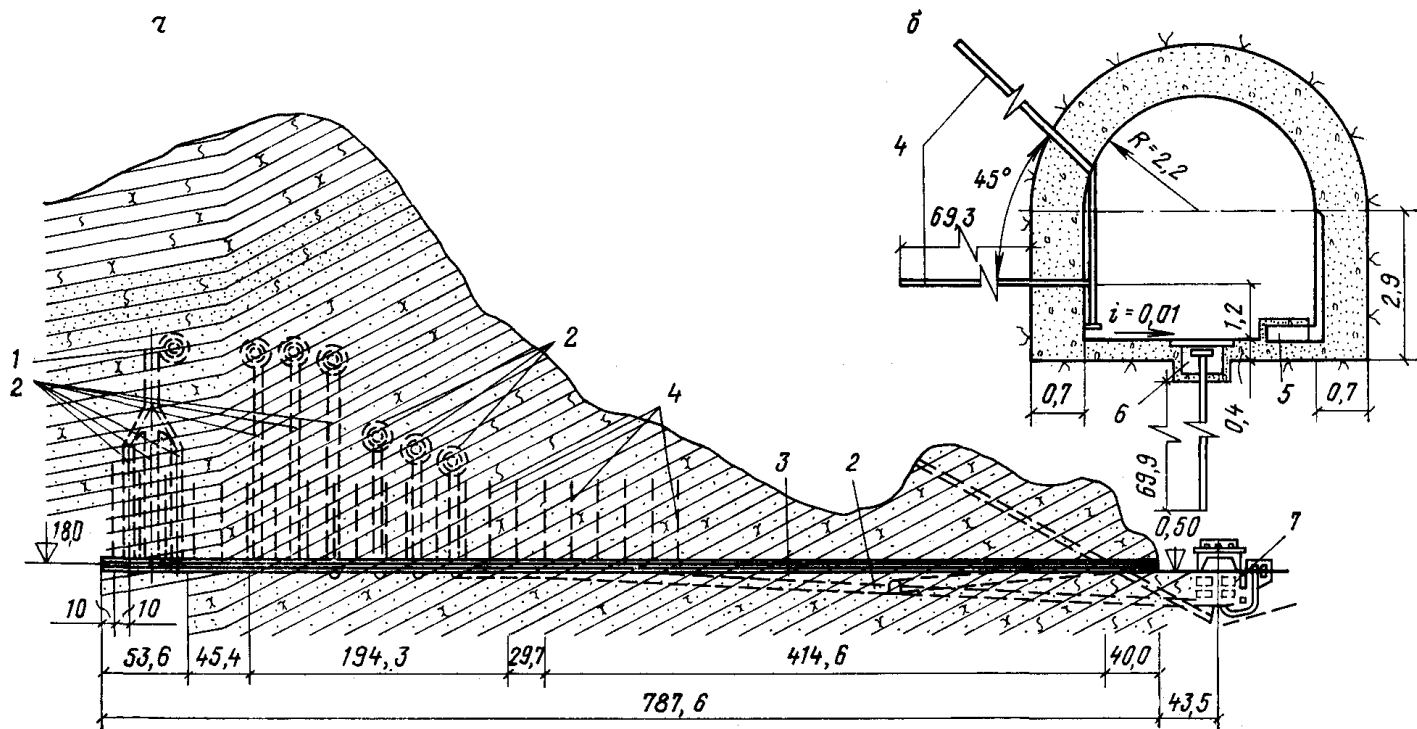
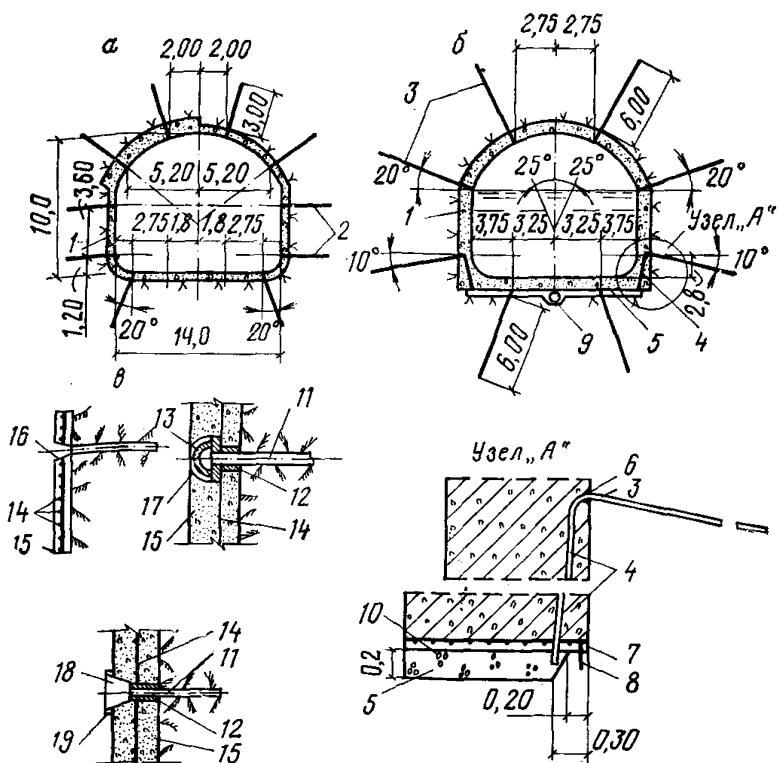


Рис. 16. Дренажный туннель в районе турбинных водоводов

*a* — продольный разрез; *b* — поперечное сечение; 1 — подводящий туннель; 2 — турбинные водоводы; 3 — дренажный туннель; 4 — дренажные скважины; 5 — вентиляционный воздуховод; 6 — водосбросный лоток; 7 — здание ГЭС



**Рис. 17. Дренаж строительных и транспортно-грузовых туннелей Нурекской ГЭС**

*a* — строительного туннеля I яруса; *б* — то же, II яруса; *в* — конструкции выпусков шпурового дренажа; 1 — обделка туннеля; 2 — шпуровые дрены  $l=3$  м  $d=50$  мм с шагом 6 м вдоль туннеля; 3 — шпуровые дрены  $l=6$  м;  $d=50$  мм с шагом 6 м вдоль туннеля; 4 — металлическая трубка  $d=50$  мм; 5 — дренажная лента толщиной 0,2 м и шириной 1 м из гравия 2–20 мм; 6 — заделка устья шпура раствором; 7 — сетка стальная плетеная; 8 — крепежные элементы; 9 — водоотводная труба  $d=400$ –600 мм; 10 — маты толщиной 50 мм из стекловолокна; 11 — шпуровые дрены; 12 — труба  $d=50$  мм; 13 — полутруба  $d=150$  мм; 14 — арматура; 15 — обделка; 16 — канавка; 17 — раствор; 18 — пластинка; 19 — дюбель

70 м вод. ст., т. е. до такой величины, при которой не требуется существенного утяжеления облицовок, рассчитанных на внутренний напор воды.

Исследования методом ЭГДА на пространственной разнородно-проницаемой модели, изготовленной из дисперсных электропроводных материалов, предусмотренного проектом дренажа у турбинных водоводов, показали его высокую эффективность. Он обеспечивает в сложных геологических условиях резкое снижение уровня грунтовых вод (на 150–160 м, кривая 10 на рис. 15). При этом остаточное давление на обделку турбинных водоводов составляет 50–60 м вод. ст.

В подземных сооружениях левого берега принят местный дренаж.

В строительном туннеле I яруса, работающем при скорости воды до 16 м/с, которая неопасна в кавитационном отношении, применен открытый шпуровой дренаж, представляющий собой шпуры диаметром 50 мм, пробуренные через обделку в породе на глубину 3 м через 6 м вдоль туннеля (рис. 17, *a*).

На подводящем напорном участке туннеля II яруса (до камеры затворов), где скорость воды до 20 м/с, нет опасения появления кавитации, принят тоже открытый шпуровой дренаж с выпуском воды из каждой дрены непосредственно в туннель.

Конструкция камеры затворов рассчитана на восприятие полного давления подземных вод, достигающего 100 м, и в связи с этим не дренируется.

Ниже камеры затворов туннель работает в безнапорном режиме со скоростью потока от 42 (в камере затворов) до 30 м/с (на выходе из туннеля), при которой малейшие неровности на поверхности обделки могут вызвать кавитацию. Поэтому в пределах смоченного периметра шпуровой дренаж принят закрытого, а выше уровня воды — открытого типа (см. рис. 17, б).

Из скважин закрытого дренажа, расположенных в стенках, вода по трубам отводится в поперечные дренажные ленты, и из шурфов, пробуренных в лотке, поступает непосредственно в дренажные ленты, выполненные из гравия.

Из дренажных лент вода отводится в продольную трубу, проложенную в траншее по середине лотка выработки.

Ленточный дренаж из сыпучих материалов, сборных блоков и т. п., а также трубы для отвода дренажных вод в туннелях, сооружаемых в скальных породах, следует размещать в пределах обделки во избежание переборов и осложнения для перемещения транспорта.

В глубинном катастрофическом водосбросе шпуровой дренаж устанавливается только на отводящем участке туннеля. Вода из каждого створа шпуров выпускается в туннель выше уровня воды.

Кроме гидротехнических туннелей дренаж применяется в грузовых и транспортных туннелях, а также в сооружениях азрационного тракта, расположенных ниже уровня грунтовых вод на такой глубине, при которой давление грунтовых вод начинает сказываться на выборе формы сечения или типа обделки туннеля. Здесь помимо шпурового дренажа применяются дренажи в виде незабетонированных полос в обделке закрепленных участков прочных неветвряющихся песчаников, разгрузочных отверстий.

Основной тип местного дренажа для безнапорных подземных сооружений в условиях строительства Нурекской ГЭС — шпуровой дренаж. Он отличается высокой дренирующей способностью, простотой выполнения и восстановления, а также возможностью совмещения с цементационными работами и экономичностью.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 13

### РАСЧЕТ ФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ ВНУТРЬ ТУННЕЛЕЙ ПРИ НАЛИЧИИ И ОТСУТСТВИИ ВОКРУГ НИХ ЦЕМЕНТАЦИИ

#### *Исходные положения и обозначения*

Область фильтрации состоит из трех слоев: бетонная трещиностойкая обделка, зона цементации, незацементированная порода, заключенных между коаксиальными цилиндрическими поверхностями с радиусами  $r_b$ ,  $r_v$ ,  $R_{\text{цем}}$ ,  $R_0 = 2t$ .

Среда в объеме каждого слоя изотропна и однородна по водопроницаемости с коэффициентами фильтрации: обделки  $k_b$ , зоны цементации  $k_{\text{цеи}}$  и незацементированной породы  $k$ .

Расстояние  $t$  от границы области питания до оси сооружения предполагается значительно превосходящим радиус зоны цементации  $R_{\text{цеи}} \ll t$ ; при этом горизонтальная плоскость границы области питания заменяется цилиндрической поверхностью с радиусом  $R_e = 2t$ , имеющей тот же напор  $H_e$ .

Предполагается, что каждая поверхность раздела слоев является эквипотенциальной.

$Q$  — фильтрационный расход, поглощаемый участком туннеля длиной  $L$ ;

$H_0$  — напор внутри туннеля при отсутствии воды в туннеле и совпадении оси туннеля с плоскостью сравнения  $H_0$  можно принимать равным нулю;

$H_b$  — напор на поверхности контакта бетона с зацементированной породой;

$H_{\text{цеи}}$  — напор на внешней границе области цементации;

$H_b - H_0$  — напор, погасившийся в бетонной обделке;

$H_{\text{цеи}} - H_b$  — напор, погасившийся в зоне зацементированной породы;

$H_e - H_{\text{цеи}}$  — напор, погасившийся в зоне незацементированной породы.

Полная потеря напора равна действующему напору:

$$H = H_e - H_0.$$

Величина относительного напора, гасящегося в бетонной обделке  $\varphi_b$ , и относительного напора, гасящегося в бетонной обделке и зоне цементации  $\varphi_{b \text{ ц}}$ , определяются по формулам:

#### Расчетные формулы

$$\varphi_b = \frac{H_b - H_0}{H} = \frac{\frac{1}{k_b} \ln \frac{r_n}{r_b}}{\frac{1}{k_b} \ln \frac{r_n}{r_b} + \frac{1}{k_{\text{цеи}}} \ln \frac{R}{r_n} + \frac{1}{k} \ln \frac{2t}{R_{\text{цеи}}}} \quad (5)$$

$$\varphi_{b \text{ ц}} = \frac{H_{\text{цеи}} - H_0}{H} = \frac{\frac{1}{k_b} \ln \frac{r_n}{r_b} + \frac{1}{k_{\text{цеи}}} \ln \frac{R_{\text{цеи}}}{r_n}}{\frac{1}{k_b} \ln \frac{r_n}{r_b} + \frac{1}{k_{\text{цеи}}} \ln \frac{R_{\text{цеи}}}{r_n} + \frac{1}{k} \ln \frac{2t}{R_{\text{цеи}}}} \quad (6)$$

Фильтрационный расход определяется из выражения

$$Q = \frac{2\pi LH}{\frac{1}{k_b} \ln \frac{r_n}{r_b} + \frac{1}{k_{\text{цеи}}} \ln \frac{R_{\text{цеи}}}{r_n} + \frac{1}{k} \ln \frac{2t}{R_{\text{цеи}}}}; \quad (7)$$

**Пример.** Принято  $t=100$  м;  $H=100$  м;  $L=100$  м;  $2r_{в}=5,3$  м;  $2r_{п}=6,65$  м;  $2R_{цем}=10,65$  м;  $k_{б}=1,10^{-3}$  м/с;  $k_{цем}=10^{-6}$  м/с;  $k=10^{-4}$  м/с; получим  $\Phi_{б}=0,978$ ;  $\Phi_{б.п}=0,998$  и  $Q=27 \cdot 10^{-3}$  м<sup>3</sup>/с.

При отсутствии укрепительной цементации в вышеприведенных формулах следует принимать  $k_{цем}=k$ . Для необлицованных туннелей  $r_{в}=r_{п}$ .

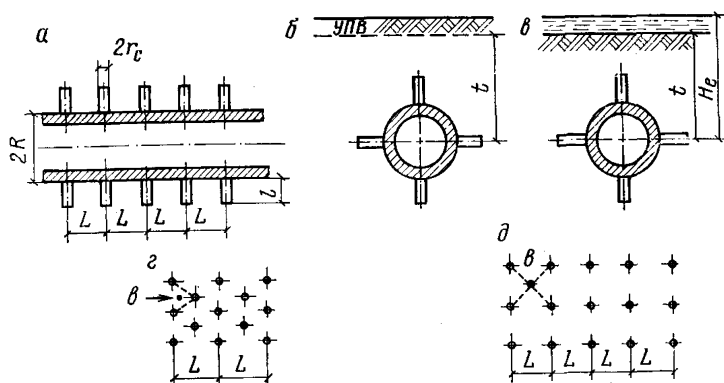
## ПРИЛОЖЕНИЕ 14

### РАСЧЕТ ШПУРОВОГО ДРЕНАЖА

#### Условные обозначения

$H=H_e-H_0$  — действующий напор, м;

$H_e$  — напор подземных вод на внешней границе области фильтрации над осью туннеля, принимаемый равным  $t$  в случае б (рис. 18), м;



**Рис. 18.** Шпуровой дренаж

$a$  — продольный разрез по туннелю;  $b$  — поперечный разрез в случае, когда уровень подземных вод ниже земной поверхности;  $b$  — туннель заглублен под дно водоема;  $c$  — схема расположения шпуров по сетке равносторонних треугольников;  $d$  — схема расположения шпуров по квадратной (прямоугольной) сетке

$H_0$  — напор на поверхности шпуровой дрены над осью туннеля, м;

$t$  — глубина заложения оси туннеля под уровень подземных вод (см. рис. 18, б) или под дно водоема (см. рис. 18, в), м;

$r_{п}$  — радиус обделки по ее внешней поверхности, м;

$r_{с}$  — радиус шпуровой дрены, м;

$l$  — длина шпуровой дрены, м;

$L$  — расстояние (шаг) между соседними поперечниками со шпуровыми дренами (табл. 9), м;



Таблица 9

Сетка шпуров	$L$	$b$
Прямоугольная при $0,25 < \frac{r_n \pi}{Ln} \leq 1$	Задается произвольно	$r_n \sin \left[ 0,5 \left( \frac{\pi}{n} + \frac{0,5L}{R} \right) \right]$
Квадратная	$2r_n \frac{\pi}{n}$	$r_n \sin \frac{\pi}{n}$
Треугольная	$1,73 r_n \frac{\pi}{n}$	$r_n \sin \frac{\pi}{n}$

- $n$  — число шпуровых дрен в поперечном сечении;  
 $m$  — число поперечников со шпурами;  
 $k$  — коэффициент фильтрации породы, м/сут;  
 $Q$  — расход воды, приходящийся на участок сооружения длиной  $L$  (т. е. на  $n$  шпуров), м<sup>3</sup>/сут;  
 $\varphi_B$  — остаточный, приведенный (относительный) напор на внешней поверхности обделки в середине между соседними шпурами;  
 $H_B$  — остаточный напор на контуре обделки с породой в точке, равноудаленной от осей ближайших к ней шпуров, т. е. в той точке контакта обделки с породой, в которой напор имеет наибольшую величину, м.

## Расчетные формулы

$$Q = \frac{4\pi k H n}{\frac{A}{l} + \frac{2n}{L} \ln \frac{2t}{r_n + a}}; \quad (8)$$

$$\varphi_B = \frac{1}{1 + \frac{2nt}{AL} \ln \frac{2t}{r_n + a}}; \quad (9)$$

$$H_B = \varphi_B H m; \quad (10)$$

$$A = a \operatorname{rsh} (0,25l/r_c) + \operatorname{arsh} (1,75l/r_c) - 2\operatorname{arsh} (l/b); \quad (11)$$

$$\operatorname{arsh} x = \ln (x + \sqrt{1 + x^2}); \quad (12)$$

$$a = \sqrt{b^2 + l^2}. \quad (13)$$

Примечания: 1. Формулы применимы при условиях  $n \geq 3$ ;  $m \geq 5$ ;  $l/r_c \geq 4$ ;  $l/r_n \leq 1,5$ ;  $l/(r_n + l) \gg 1$ .

2. При зеркале подземных вод ниже земной поверхности можно принимать при порожнем туннеле  $H_e = t$  при условии  $r_n \ll t$  и  $H_c = 0$ .

**Пример.** Исходные данные:  $H = 100$  м;  $n = 8$ ;  $L = 3$  м;  $l = 3$  м;  $r_c = 0,025$ ;  $r_n = 7$  м;  $k = 0,6$  м/сут.

$$\text{Расчет. } b = 7 \sin \left[ 0,5 \left( \frac{3,14}{8} + \frac{0,5 \cdot 3}{7} \right) \right] = 2,2 \text{ м;}$$

$$a = \sqrt{2,2^2 + 3^2} = 3,7 \text{ м;}$$

$$A = \operatorname{arsh}(0,25 \cdot 120) + \operatorname{arsh}(1,75 \cdot 120) - 2 \operatorname{arsh} 1,4 = 7,8;$$

$$Q = \frac{4 \cdot 3 \cdot 14 \cdot 0,6 \cdot 100 \cdot 8}{\frac{7,8}{3} + \frac{2,8}{3} \ln \frac{2 \cdot 100}{7 + 3,7}} = 332,45 \text{ м}^3/\text{сут} = 3,84 \text{ л/с.}$$

$$\varphi_b = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 8 \cdot 3}{7,8 \cdot 3} \ln \frac{2 \cdot 100}{7 + 3,7}} = 0,142;$$

$$H_\theta = 0,142 \cdot 100 = 14,2.$$

## ПРИЛОЖЕНИЕ 15

### РАСЧЕТ ВЕЛИЧИНЫ ФИЛЬТРАЦИОННОГО РАСХОДА ВОДЫ ИЗ НАПОРНОГО ТУННЕЛЯ (ПО СН 238-73)

#### Условные обозначения

- $t$  — глубина заложения туннеля, см;  
 $r_n$  — наружный радиус обделки, см;  
 $r_b$  — внутренний радиус обделки, см;  
 $h_{об}$  — толщина обделки, см;  
 $k_\phi$  — коэффициент фильтрации породы, см/с;  
 $k_\tau$  — коэффициент водопроницаемости трещин в обделке (расход воды, см<sup>3</sup>, через 1 см трещины при градиенте напора, равном 1);

$$k_\tau = 1000 a_\tau^2 \quad (14)$$

- $a_\tau$  — величина раскрытия трещин, см;  
 $n_\tau$  — количество трещин в обделке:

$$\text{для бетонной} \quad n_\tau = 0,0628 r_n; \quad (15)$$

$$\text{для железобетонной} \quad n_\tau = \frac{2\pi r_n}{l_\tau}; \quad (16)$$

$l_T$  — расстояние между трещинами в обделке:  
в однородных породах при любом коэффициенте армирования,  
а в неоднородных породах с  $f_{кр} \leq 4$  при  $\mu \geq 0,02$

$$l_T = \beta_T \frac{d}{4\mu}; \quad (17)$$

в неоднородных породах, укрепленных цементацией, при  $\mu \leq 0,02$

$$l_T = 1,5 \beta_T \frac{d}{4\mu}; \quad (18)$$

$\beta_T$  — коэффициент, зависящий от вида арматуры:  
для гладких стержней  $\beta_T = 1$ ;

для стержней периодического профиля  $\beta_T = 0,5$ ;

$d$  — диаметр арматуры, см;

$\Phi$  — модуль формы, характеризующий геометрическое соотношение между элементами зоны фильтрации, определяется по формулам (19) и (20):

при  $n_T < 35$

$$\Phi = \frac{\pi}{\frac{1}{n_T} \ln \frac{R_0}{0,5a_T} + \frac{0,5 \ln R_\Phi}{r_n + R_0}}; \quad (19)$$

при  $n_T \geq 35$

$$\Phi = \frac{2\pi}{\ln \frac{R_\Phi}{r_n}}; \quad (20)$$

$R_\Phi$  — радиус области фильтрации, см, при отсутствии исследований  $R_\Phi = 2t$ ;

$R_0$  — радиус влияния отдельной трещины в обделке, см;

$$R_0 = 2r_n \sin \frac{\pi}{2n_T}; \quad (21)$$

$p_v$  — внутреннее давление воды в туннеле, кгс/см<sup>2</sup>;

$p_n$  — наружное давление подземных вод, кгс/см<sup>2</sup>;

$Q_\Phi$  — величина фильтрационного расхода воды, л/(с·см), из напорного туннеля, отнесенного к 1 кгс/см<sup>2</sup> разности внутреннего и наружного давления воды на обделку туннеля;

$Q_\Phi^{доп}$  — допускаемая величина фильтрационного расхода воды, принимаемая по технико-экономическим расчетам. Для предварительных расчетов  $Q_\Phi^{доп} = 0,3 \div 0,5$  л/с на 1000 м<sup>2</sup> поверхности туннеля на каждый 1 кгс/см<sup>2</sup> внутреннего давления при напоре в туннеле более 100 м и  $Q_\Phi^{доп} = 1$  л/с при напорах менее 100 м также на каждый 1 кгс/см<sup>2</sup> внутреннего давления.

Допускается принимать:

$$\text{при } k_{\Phi} < 10^{-4} \text{ см/с } \frac{h_{\text{об}}}{k_{\tau} n_{\tau}} = 0;$$

$$\text{при } k_{\Phi} \geq 10^{-2} \text{ см/с } 1/k_{\Phi} \Phi = 0 \text{ (при этом } a_{\tau} \leq 0,2 \text{ мм).}$$

Расчетная формула

$$Q_{\Phi} = \frac{1}{\frac{h_{\text{об}}}{k_{\tau} n_{\tau}} + \frac{1}{k_{\Phi} \Phi}} \leq Q_{\Phi}^{\text{доп}} 2\pi r_{\text{в}} \cdot 10^{-7}. \quad (22)$$

Исходные данные

$$\begin{aligned} k_{\Phi} &= 3,5 \cdot 10^{-6} \text{ см/с}; & r_{\text{н}} &= 450 \text{ см}; & r_{\text{в}} &= 400 \text{ см}; \\ a_{\tau} &= 0,0848 \text{ мм}; & t &= 11 \text{ 100 см}; & p_{\text{в}} &= 11,4 \text{ кгс/см}^2; \\ p_{\text{н}} &= 5,675 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Расчет

$$h_{\text{об}} = r_{\text{н}} - r_{\text{в}} = 450 - 400 = 50 \text{ см};$$

$$k_{\tau} = 1000 \quad a_{\tau}^3 = 1000 \cdot 0,0848^3 = 0,6097;$$

$$n_{\tau} = 0,0628 r_{\text{н}} = 0,0628 \cdot 450 \approx 28;$$

$$R_{\Phi} = 2t = 2 \cdot 11 \text{ 100} = 22 \text{ 200 см};$$

$$R_0 = 2r_{\text{н}} \sin \frac{\pi}{2n_{\tau}} = 2 \cdot 450 \sin \frac{3,14}{2 \cdot 28} = 50,22 \text{ см};$$

$$\Phi = \frac{3,14}{\frac{1}{28} \ln \frac{50,22}{0,5 \cdot 0,0848} + 0,5 \ln \frac{22 \text{ 200}}{450 + 50,22}} = 1,46;$$

$$Q_{\Phi} = \frac{1}{\frac{50}{0,6097 \cdot 28} + \frac{1}{3,5 \cdot 10^{-6} \cdot 1,46}} = 5,11 \cdot 10^{-6} \text{ л/(с} \cdot \text{см)}.$$

При  $p_{\text{в}} = 11,4 \text{ кгс/см}^2$ ;

$$Q_{\Phi}^{\text{доп}} = 0,5 \text{ л/с; на } 1000 \text{ м}^2;$$

$$2\pi r_{\text{в}} Q_{\Phi}^{\text{доп}} \cdot 10^{-7} = 0,5 \cdot 6,28 \cdot 400 \cdot 10^{-7} = 125 \cdot 10^{-6} \text{ л/(с} \cdot \text{см)}.$$

$$Q_{\Phi} = 5,11 \cdot 10^{-6} < 125 \cdot 10^{-6}.$$

Следовательно, утечки воды из туннеля находятся в допустимых пределах.

**НАЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧНОСТИ УЧАСТКОВ ПОДЗЕМНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

(на примере Рогунской ГЭС)

В соответствии с главой СНиП II-A.12-69\* «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования»<sup>1</sup> сейсмичность района строительства устанавливалась на основании специальных исследований. Исследованиями, выполненными ИФЗ АН СССР, сейсмичность створного участка Рогунской ГЭС определена в 9 баллов с повторяемостью один раз в 100 лет.

Согласно п. 10.5 (табл. 10.1), оценка сейсмичности учитывает инженерно-геологические данные.

Для строительного периода балльность снижается на 1 балл.

С учетом указанных факторов в табл. 10 приведены значения расчетной сейсмичности участков подземных сооружений Рогунской ГЭС.

Таблица 10

Сооружения	Сейсмичность участка, баллы			
	районная	с учетом геологии основания	с учетом временного характера сооружения	расчетная
<b>I. Постоянные основные сооружения</b>				
1. Сооружения НСУ				
Водоприемник	9	9	—	9
Подводящие туннели ГЭС	9	9	—	9
Камеры аварийно-ремонтных затворов	9	9	—	9
Шахты аварийно-ремонтных затворов	9	9	—	9
Турбинные водоводы	9	9	—	9
Помещения здания ГЭС	9	9	—	9
Коллекторы отсасывающих труб	9	8	—	8
Отводящие туннели при заглублении:				
$H > 100$ м	9	8	—	8
$H < 100$ м	9	8	—	8
Отводящие туннели в зоне разлома	9	10	—	10
То же, на участке перехода через русло реки	9	9	—	9
Выходные порталы отводящих туннелей	9	9	—	9

<sup>1</sup> С 1 января 1982 г. действует глава СНиП II-7-81.

Сооружения	Сейсмичность участка, баллы			
	районная	с учетом геологии основания	с учетом временного характера сооружения	расчетная
Туннель для прокладки кабелей	9	8	—	8
Шахты приточно-вытяжной вентиляции помещений ГЭС	9	8	—	8
<b>2. Эксплуатационный водосброс</b>				
Входной портал и напорный участок глубинного водосброса при $H < 100$ м	9	9	—	9
Напорный участок глубинного водосброса при $H > 100$ м и затворные узлы	9	9	—	9
Оголовок шахтного водосброса	9	9	—	9
Ствол шахтного водосброса	9	8	—	8
Узел сопряжения шахтного и глубинного водосбросов	9	8	—	8
Отводящий тракт водосброса при:				
$H > 100$ м	9	8	—	8
$H < 100$ м	9	9	—	9
<b>3. Строительные туннели</b>				
Бетонные пробки в туннелях I и II ярусов	9	9	9	9
<b>II. Временные сооружения</b>				
Входные порталы туннелей I и II ярусов	9	9	8	8
Напорные участки при:				
$H < 100$ м для I и II ярусов	9	8	7	7
$H > 100$ м для I и II ярусов	9	8	7	7
Затворные узлы I и II ярусов	9	8	7	7
Безнапорные участки туннелей I и II ярусов	9	8	7	7

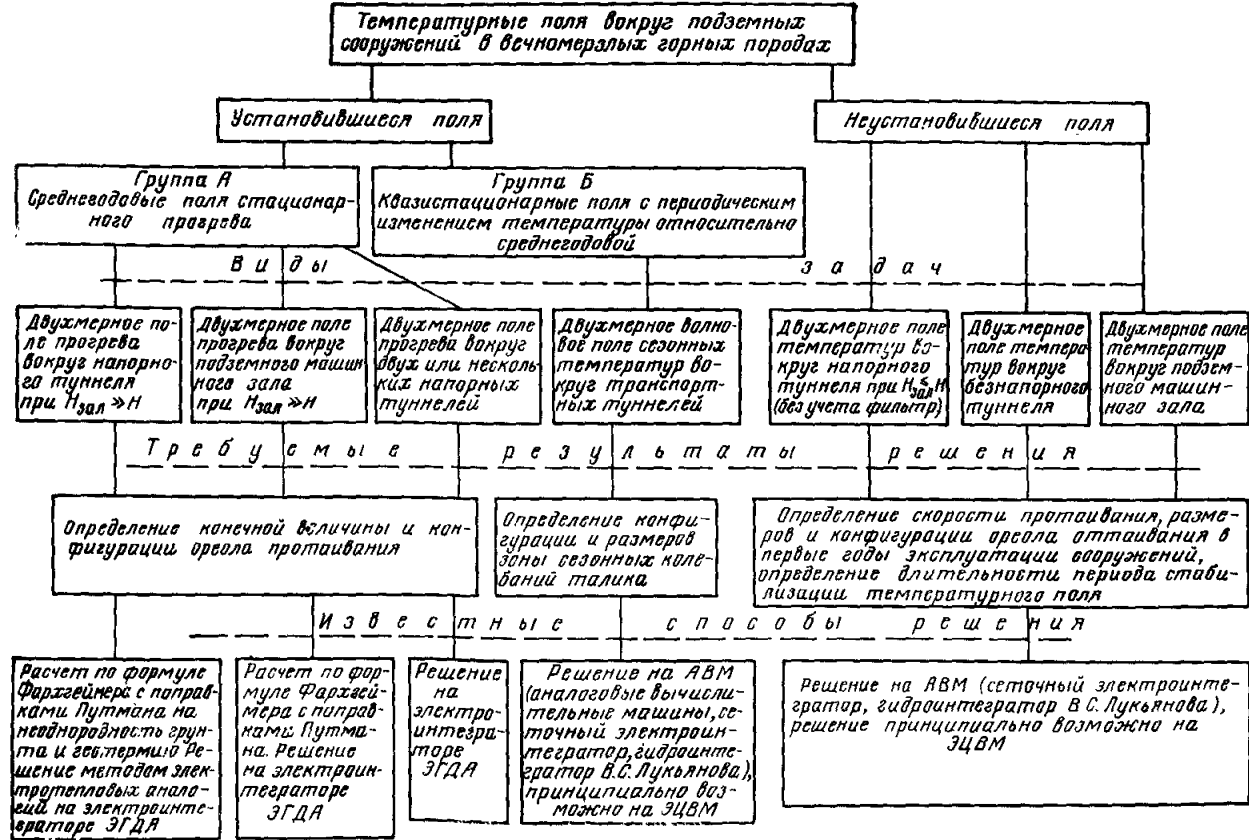
Примечания: 1. Коллекторы отсасывающих труб отнесены к восьмibalльной зоне (а не к семibalльной) ввиду большого количества выработок на этом участке и сложного напряженного состояния массива.

2. Бетонные пробки в строительных туннелях участвуют в создании напорного фронта, и поэтому сейсмические воздействия на них приняты равными девяти баллам.

#### ПРИЛОЖЕНИЕ 17

### КЛАССИФИКАЦИЯ ОСНОВНЫХ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ЗАДАЧ И СПОСОБЫ ИХ РЕШЕНИЯ

Классификация основных теплофизических задач и способы их решения приведены на рис. 19.



**Рис. 19. Схема расчета температурных полей вокруг подземных сооружений**

## ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГОРНЫХ ПОРОД

Таблица 11

Горные породы	Объемный вес, кг/м <sup>3</sup>	Коэффициент тепло- проводности $\lambda$ , ккал/(м·град·ч)	Удельная теплоемкость $C_{уд}$ , ккал/кг·(град)	Объемная теплоем- кость $C_{об}$ , ккал/(град·м <sup>3</sup> )	Коэффициент темпе- ратуропроводности $\alpha$ , м <sup>2</sup> /ч
<i>Магматические</i>					
Гранит	2720	1,9	0,219	596	0,00318
Базальт	2800	3	0,22	615	0,00487
Диабаз	2900	1,8	0,169	500	0,0036
<i>Метаморфические</i>					
Гнейс	2600	2,58	0,19	459	0,0052
<i>Осадочные</i>					
Известняки тяжелые	2000	1	0,22	440	0,00227
Песчаник кремнистый	2630	1,72	0,23	605	0,00285
Доломит	2675	1,487	0,222	595	0,0025



**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗОНЫ ОТТАИВАНИЯ  
ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГОРНЫХ ПОРОД ВОКРУГ НАПОРНЫХ  
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ**

На рис. 20—24 представлены графики глубины зоны оттаивания вечномерзлых горных пород вокруг напорных туннелей в зависимости от следующих факторов;

- мощности толщи мерзлых пород  $H_m$  и геотермического градиента  $G$ ;
- температуры горных пород на глубине годовых нулевых амплитуд  $T$ ;
- диаметра туннеля  $D$ ;
- глубины заложения туннеля  $h_{зал}$ ;
- температуры протекающей в туннеле воды (кривые на графиках).

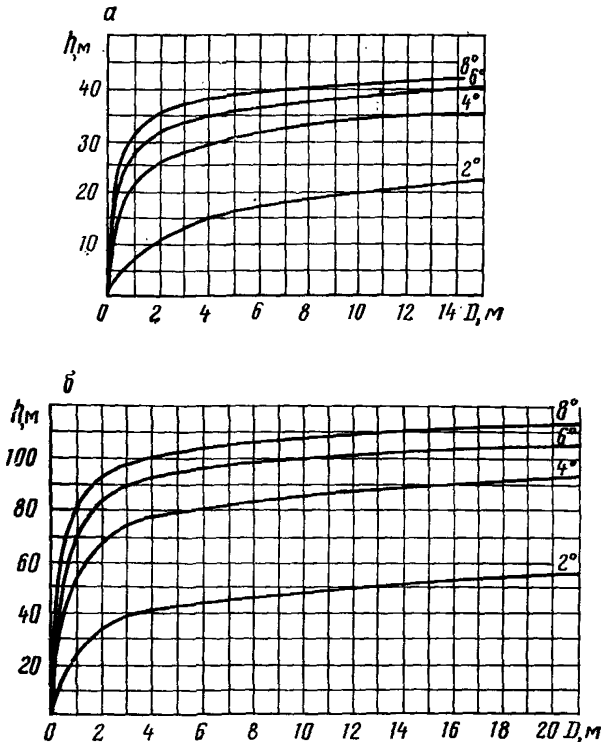


Рис. 20. Глубина зоны оттаивания вокруг гидротехнического напорного туннеля для района Воркуты:  $H_{мерз} = 133$  м;  $g = 0,0075^\circ C/м$ ;  $T = 1^\circ$ ;  $h_{п.т} = f(d, T_b)$

а — при  $h_{зал} = 50$  м; б — при  $h_{зал} = 100$  м

Приведенные графики получены по результатам исследований установившегося теплового режима мерзлых горных пород методом электротепловых аналогий на установке ЭГДА. Температурные исследования проведены для определенных районов, приведенных в табл. 12.

Таблица 12

Районы	Среднегодовая температура воздуха, °С	Мощность толщи мерзлых пород, $H_m$	Температура на глубине 25 м $T$ , °С	Геотермический градиент $G$ , °С/М
Воркута	-5,7	133	-1	0,0075
Анадырь	-7,7	200	-3	0,015
Норильск	-8,4	250	-6	0,024
Джебарини-Хая	-12	450	-6	0,0113
Аркагала	-12,8	250	-6	0,0244
Створ Колымской ГЭС	-12	260	-4	0,0154
		250	-6	0,024
		120	-8	0,0667
Оймякон	-16,5	200	-6	0,03
		300	-10	0,034

В проведенных исследованиях внутренний диаметр туннелей  $d$  изменялся от 2 до 21 м, температура протекающей воды  $T_b$  — в пределах 2—8°С с интервалом в 2°, температура горных пород на глубине годовых нулевых амплитуд — в пределах минус 1—10°С, глубина заложения туннелей от дневной поверхности — от 50 до 350 м с интервалом 50 м.

Результаты решений при различных глубинах заложения туннелей представлены в виде графиков зависимости:

$$h_{н.т} = f(D, T_b); \quad (23)$$

$$h_{п.т} = f_1(D, T_b), \quad (24)$$

где  $h_{н.т}$  — максимальное удаление нулевой изотермы над туннелем, м;  
 $h_{п.т}$  — то же, под туннелем, м;

$T_b$  — температура протекающей в туннеле воды. На графиках по горизонтальной оси даны диаметры туннелей, по вертикальной оси — глубина оттаивания массива (над туннелем или под туннелем).

Кривые показывают температуру протекающей в туннеле воды.

По заданному диаметру туннеля и температуре протекающей воды по графику определяется глубина оттаивания массива, показанная на вертикальной оси.

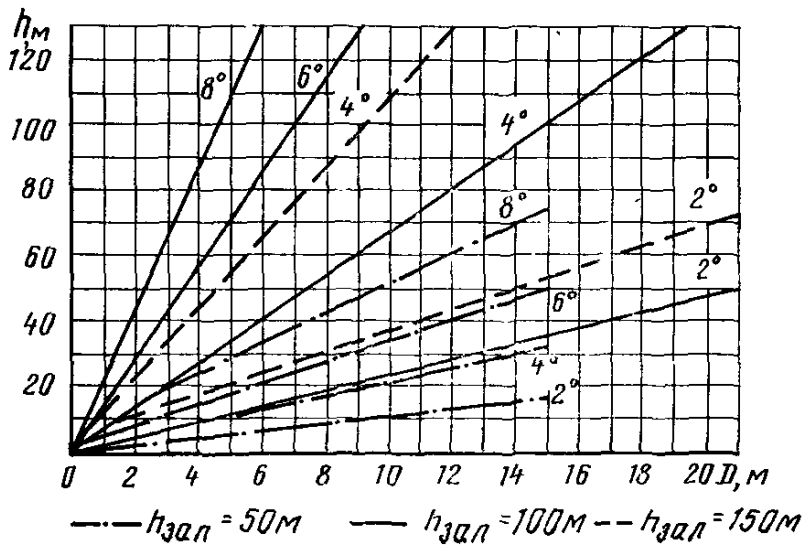
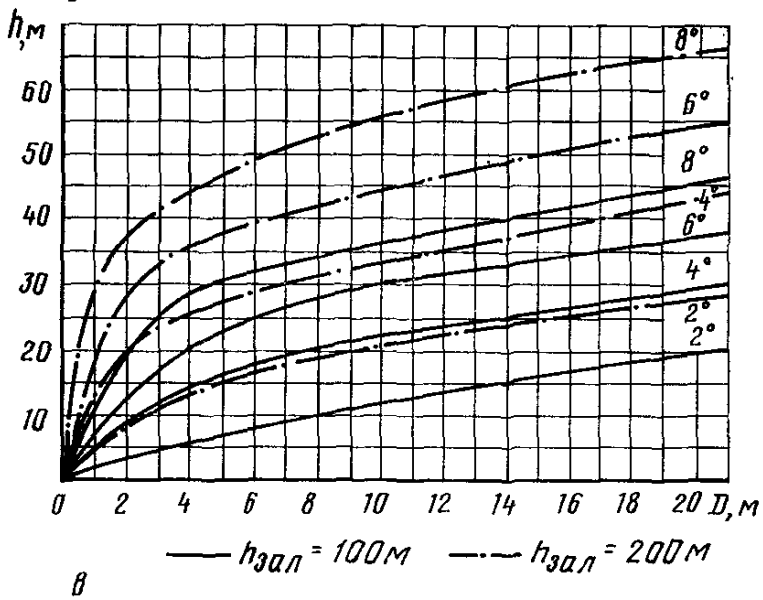
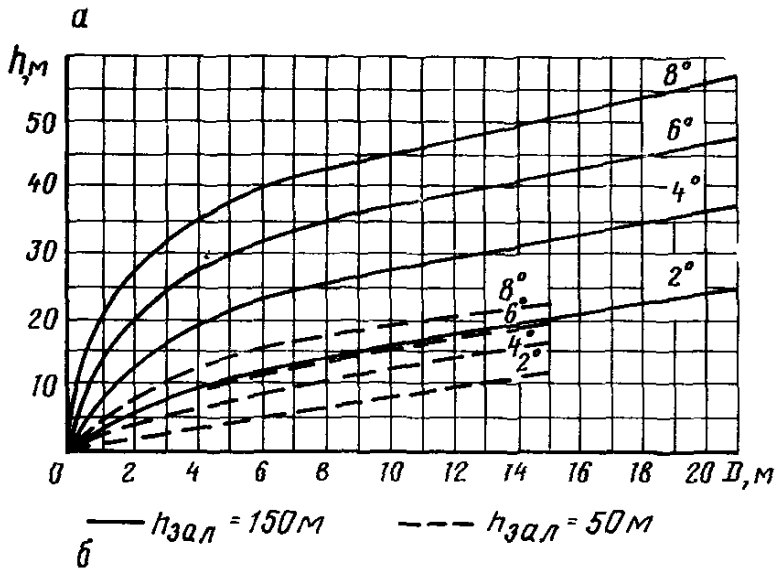
Для предварительных расчетов бетонных и железобетонных обделок допускается расчетное вертикальное горное давление в вечно-мерзлых породах с  $f_{кр} < 4$  определять по формуле

$$q = k_m \gamma_n B_0, \quad (25)$$

где  $B_0$  — пролет выработки, м;

$\gamma_n$  — объемный вес породы, тс/м<sup>3</sup>;

$k_m$  — принимается по табл. 13.



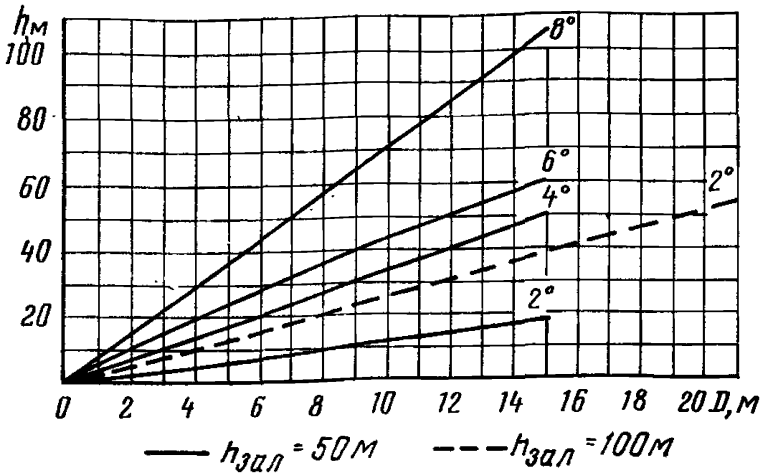
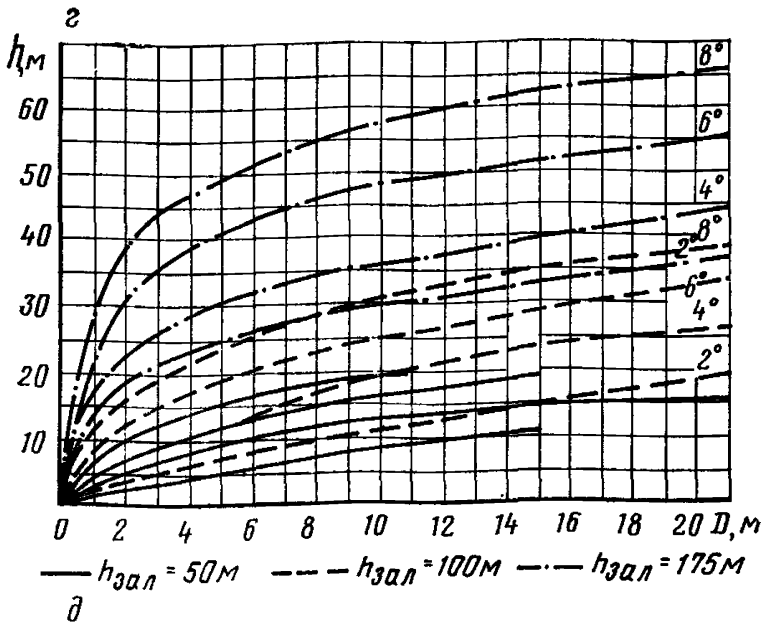


Рис. 21. Глубина зоны оттаивания вокруг гидротехнического напорного туннеля для района Норильска, Аркагала, Колымской ГЭС:  $H_{мерз} = 250$  м;  $G = 0,024^\circ C/m$ ;  $T = -6^\circ C$

$a, b$  — максимальное удаление нулевой изотермы над туннелем;  $в$  — то же, под туннелем;

для Анадыря, Колымской ГЭС:  $H_{мерз} = 200$  м;  $G = 0,03^\circ C/m$ ;  $T = -6^\circ C$

$г$  — максимальное удаление нулевой изотермы над туннелем,  $д$  — то же, под туннелем

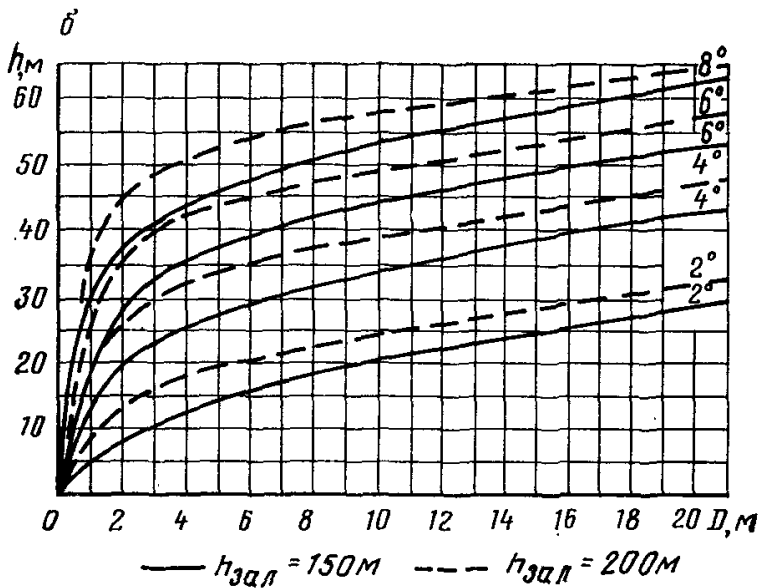
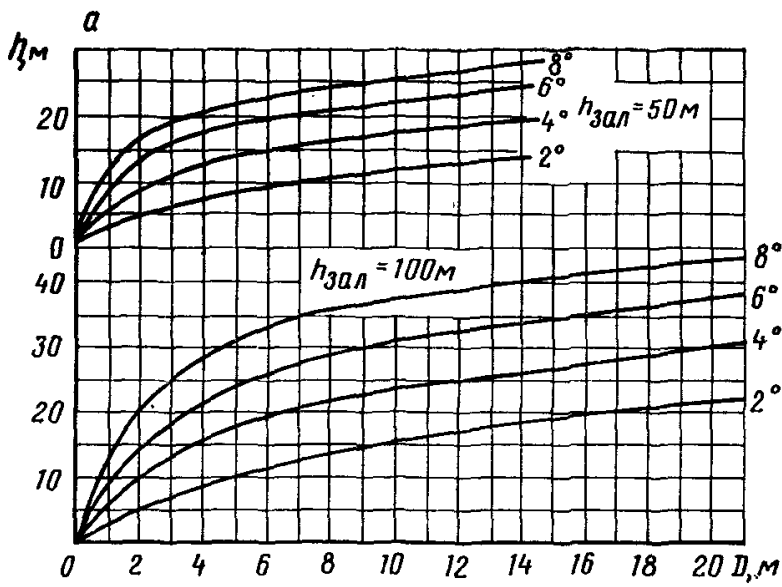
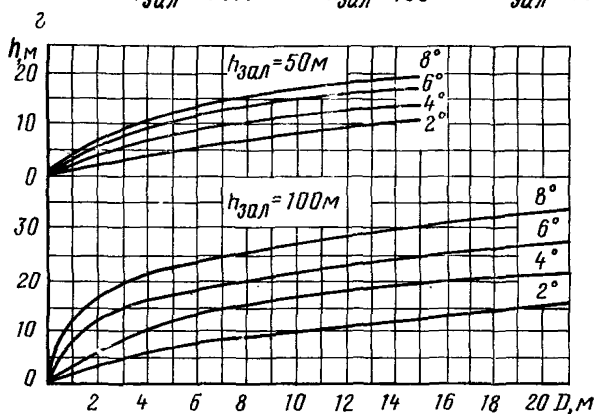
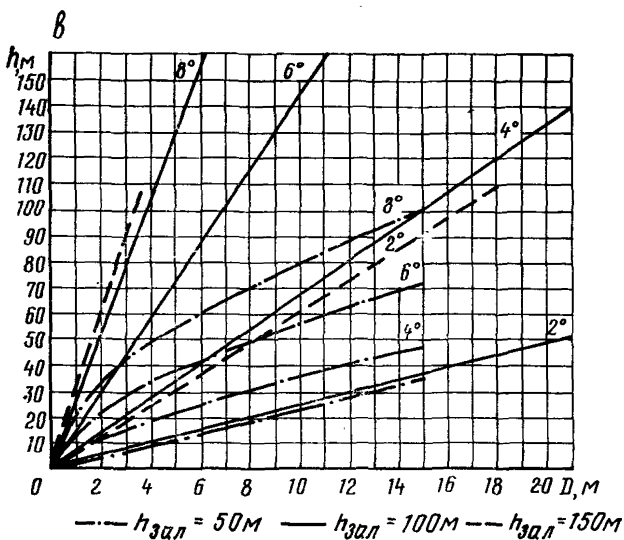


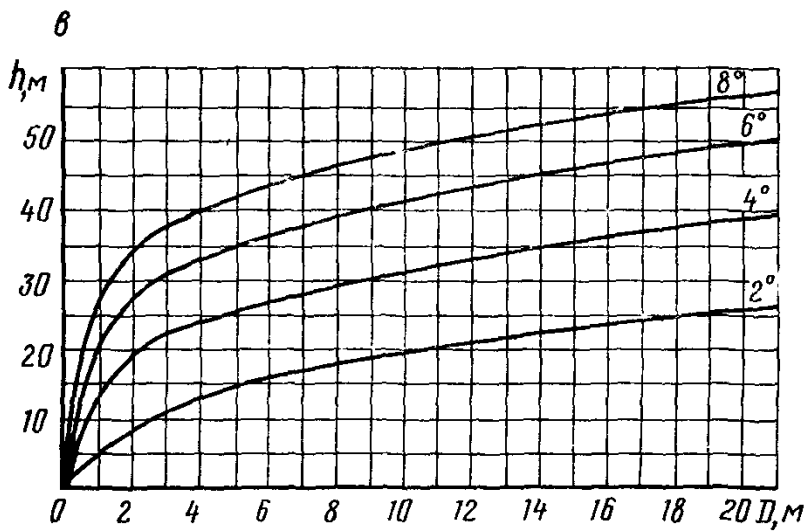
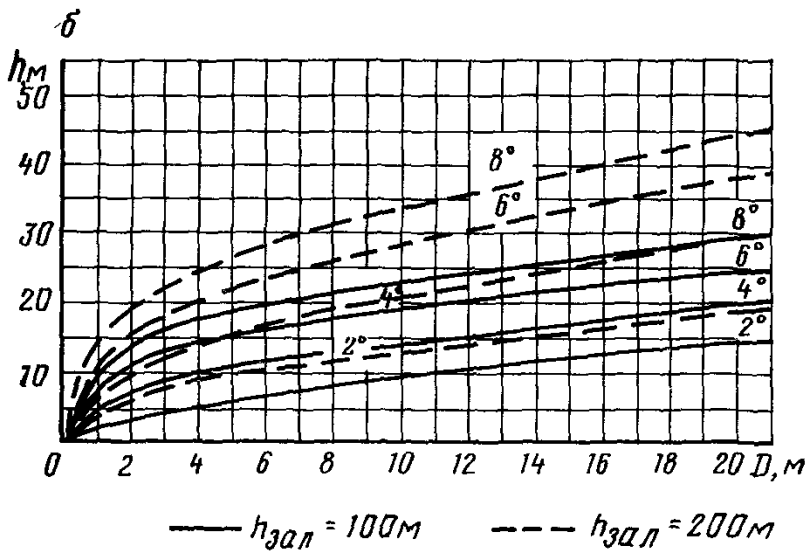
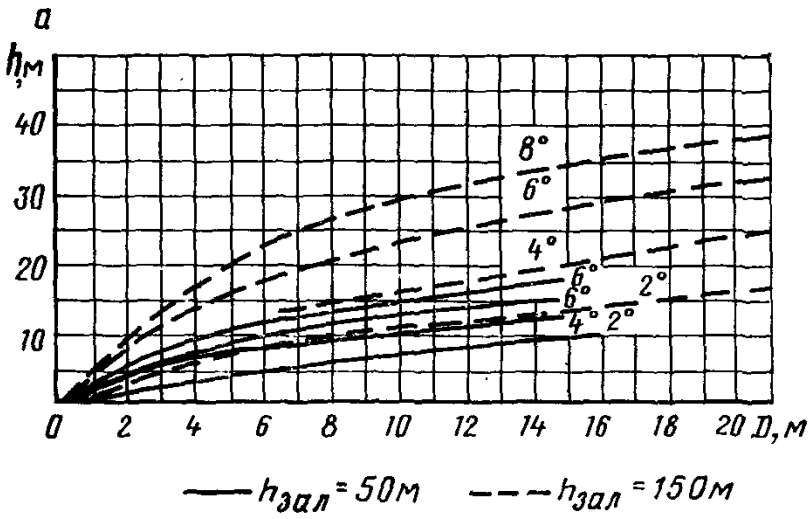
Рис. 22. Глубина зоны оттаивания вокруг гидротехнического напор  $= 0,0154^\circ C/m$ ;  $T = -4^\circ C$

*a, б* — максимальное удаление нулевой изотермы над туннелем; *в* — минимальное удаление нулевой изотермы над туннелем



ного туннеля для района Колымской ГЭС:  $H_{мерз} = 260$  м;  $G =$

то же, под туннелем:  $H_{мерз} = 120$  м,  $G = 0,067^\circ C/m$ ;  $T = -8^\circ C$ ;  $\varepsilon$  — макси-



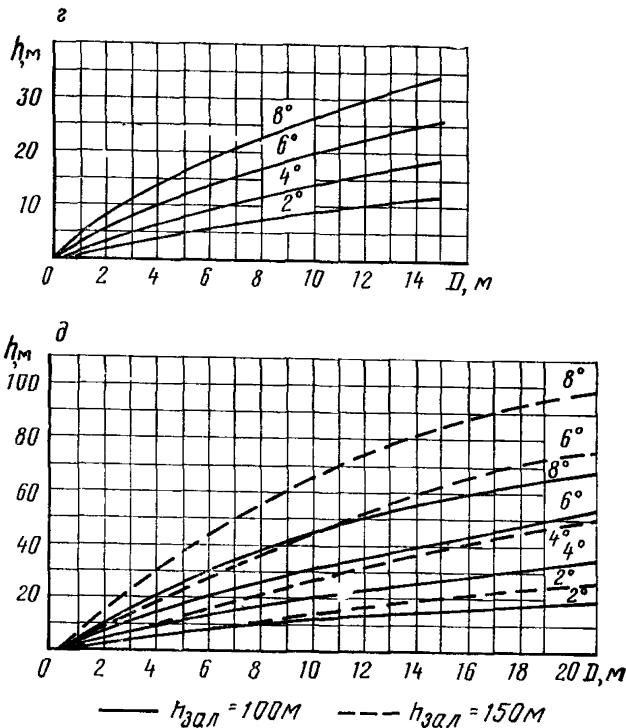


Рис. 23. Глубина зоны оттаивания вокруг гидротехнического напорного туннеля для р-на Оймякона:  $H_{\text{морз}}=300$  м;  $G=0,0334^\circ$  С/м;  $T=-10^\circ$  С

*a, б, в* — максимальное удаление нулевой изотермы над туннелем; *г, д* — то же, под туннелем

Таблица 13

Степень трещиноватости пород	Коэффициент $k_M$ при $h_{н.г}/B_0$					
	0,5	1	1,5	2	2,5	3
Слаботрещиноватые	0,7	1,35	1,78	2	2,08	2,08
Трещиноватые	0,82	1,47	1,95	2,25	2,55	2,6
Сильнотрещиноватые	0,88	1,57	2,08	2,4	2,72	2,83

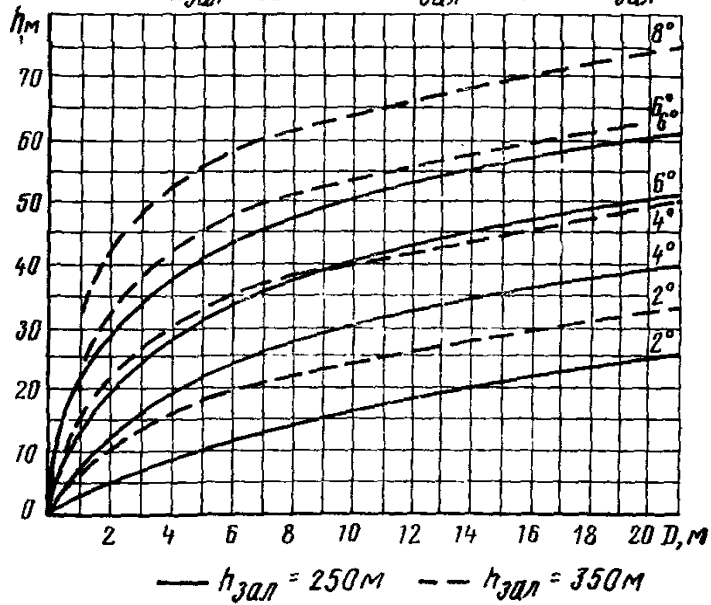
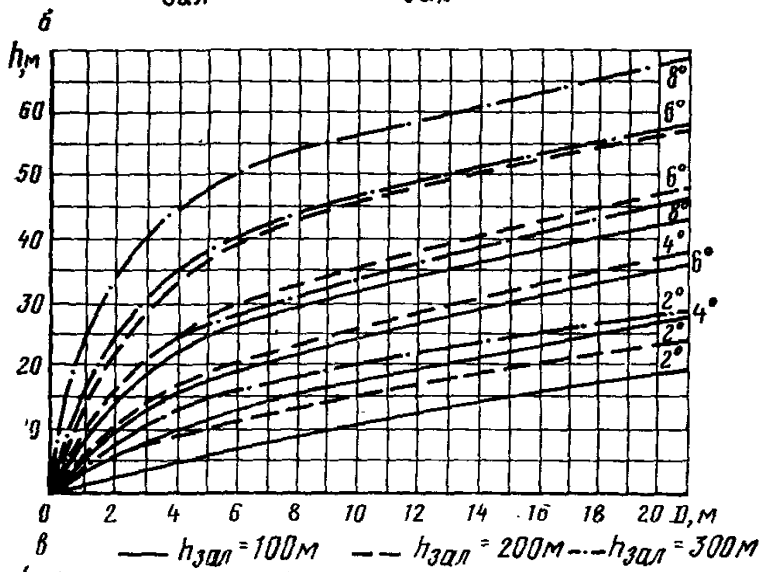
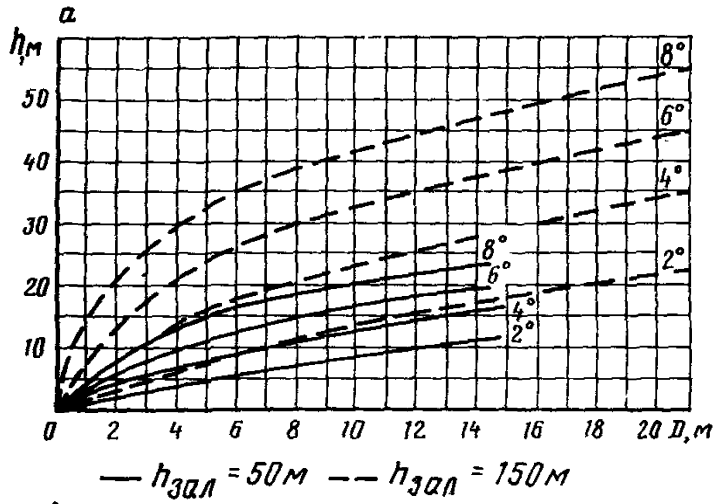
Величина расчетного горизонтального горного давления  $e$  определяется по формуле

$$e = q + H_0 \frac{\gamma_{п}}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right), \quad (26)$$

где  $H_0$  — высота выработки, м;

$\varphi^k$  — кажущийся угол внутреннего трения.





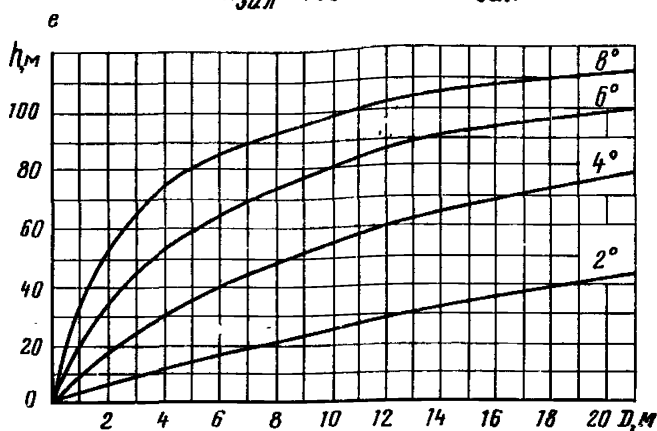
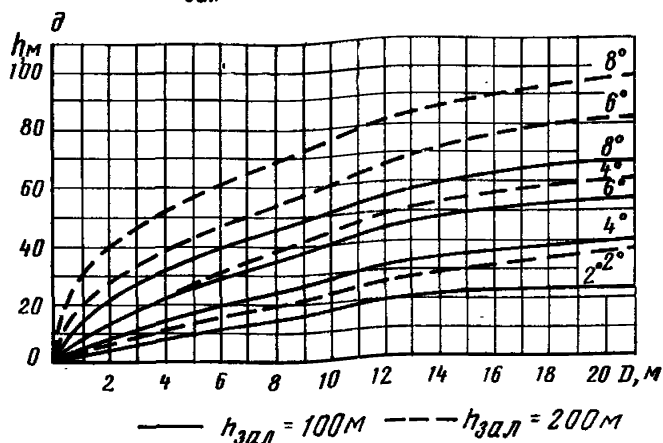
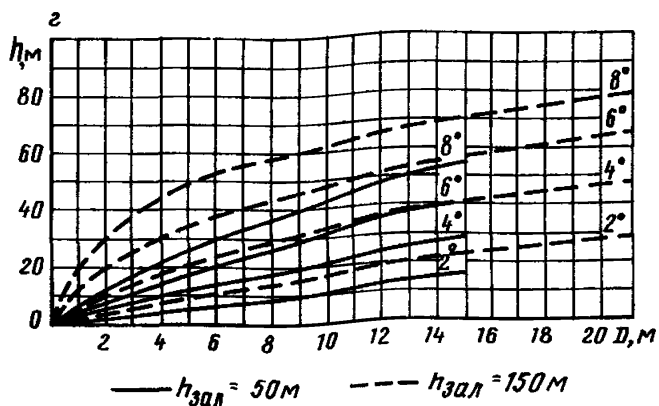


Рис. 24. Глубина зоны оттаивания вокруг гидротехнического напорного туннеля для района Джебарики-Хая:  $H_{мерз} = 450$  м;  $G = 0,0133^\circ \text{C/м}$ ;  $T = -6^\circ \text{C}$

а, б, в — максимальное удаление нулевой изотермы над туннелем; г, д, е — то же, под туннелем

**ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ОСУЩЕСТВЛЕНИЯ ОБДЕЛОК  
ТУННЕЛЕЙ В ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ПОРОДАХ  
НА КОЛЫМСКОЙ ГЭС**

Опыт проектирования и возведения гидротехнических туннелей на Хантайской, Вилуйской и Колымской ГЭС показал, что бетонная и железобетонная обделки в условиях вечномерзлых пород дают весьма тяжелые решения конструкции обделки, особенно при больших пролетах выработок, так как при расчете обделки практически невозможно предусмотреть размер и характер нагрузок из-за длительности и неравномерности деформаций пород и изменения прочностных и упругих их характеристик.

Условиям работы в оттаивающих вечномерзлых породах отвечает податливая обделка. Такой конструкцией является породоанкерный свод, образованный железобетонной анкерной крепью и набрызгбетоном. Эта конструкция была испытана на моделях и в натуре, ее пригодность подтвердилась.

Полная стабилизация усилий в анкерах наступает при глубине оттаивания массива выше свода на величину, равную примерно пролету выработки.

Предложенная конструкция закрепления выработок в вечномерзлой породе имеет следующие преимущества: уменьшение пролета свода выработки на 12—15% за счет отказа от выносных пят; уменьшение объемов работ, трудоемкости и материалоемкости конструкции за счет исключения опалубочных работ, замены глубокого прогрева массива, необходимого для твердения бетона, поверхностным, требующимся для набрызгбетона, или полное исключение прогрева, исключение цементации, уменьшение объемов бетонных и арматурных работ. Все указанное выше приводит к существенному сокращению стоимости и сроков работ.

Анкеры следует устанавливать с применением песчано-цементного раствора на напрягающем цементе НЦ-20 состава Ц : П — 2 : 1 с добавкой ССБ 0,2% веса цемента. Набрызгбетон допускается наносить на неотогретую поверхность при введении добавок фтористого натрия и поташа в соответствии с табл. 14.

Таблица 14

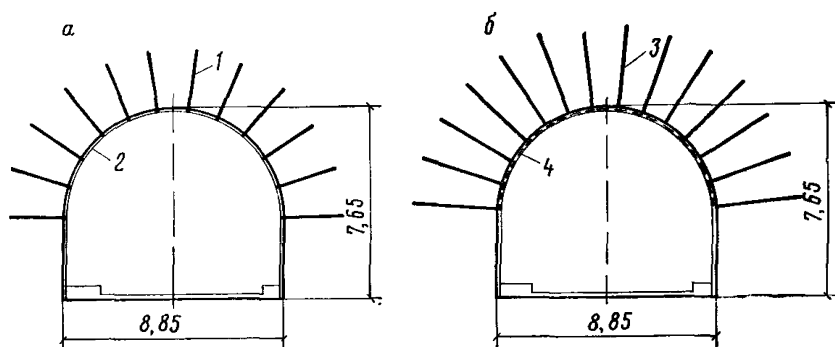
Добавки	Содержание добавки, % веса цемента, в зависимости от температуры воздуха или скальной поверхности		
	положительная	до -5	до -10
Фтористый натрий	2—3	2—3	2—3
Поташ	—	4	8

При этом все компоненты набрызгбетона должны быть подогреты до температуры 0° С.

При проектировании необходимо учитывать возможность осадки породоанкерного свода.

Уточнение параметров анкерной крепи производится при искусственном оттаивании окружающего массива.

Пример осуществленной крепи в транспортном туннеле Қолымской ГЭС приведен на рис. 25.



**Рис. 25. Транспортный туннель**

*а* — тип крепления в слаботрещиноватых породах; *б* — тип крепления в породах повышенной трещиноватости; *1* — железобетонные анкеры  $\varnothing$  25А-I длиной 2,5 м с шагом 1,2 м; *2* — набрызгбетон слоем 10 см; *3* — железобетонные анкеры  $\varnothing$  25А-I длиной 3,5 м с шагом 1 м; *4* — набрызгбетон слоем 10 см по металлической сетке

**ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НЕКОТОРЫХ ТУННЕЛЕЙ  
ДЛЯ ПРОПУСКА СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСХОДОВ**

Таблица 15

Туннель	Длина, м	Поперечное сечение				Обделка		Окружающие породы
		форма	площадь в свету, м <sup>2</sup>	ширина в свету, м	высота в свету, м	толщина обделки, м	марка бетона	
Чарвакский	760	Круглая	95	11	11	0,3—2,2	М 300 — М 400	Известняки, каранкулиты
Нурекский I	1630	Корытообразная	103	11,5	10	0,4—1	М 200	Переслаивающиеся песчаники и алевролиты
Нурекский II	1630	»	103	10	11,1	0,4—1	М 200 — М 400	То же
Токтогульский	796	»	150	11,6	14	0,8	М 200	Известняки
Чиркейский	729	Подковообразная	130	9—10,2	13,6	0,8—2	М 250	»
Капчагайский (строительно-эксплуатационный)	200 (1-й) 211 (2-й)	Корытообразная	110	10	12	0,4—1	М 400 М 200	Граниты Порфириды
Атбашинский	381	»	—	5,24 8	6,4	0,5—1	М 200	Известняки

ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ НЕКОТОРЫХ  
ТУННЕЛЕЙ ДЛЯ ПРОПУСКА  
СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСХОДОВ

Таблица 16

Туннель	Дата ввода в эксплуатацию	Продолжительность работы туннеля, мес				Расчетный расход воды				Фактический твердый сток, млн. т		Осредненная максимальная скорость, м/с		Глубина истирания обделки, м	
		фактическая				обеспеченность, %	величина, м³/с	Фактический сток воды че- рез туннель, км³	Фактический максимальный расход, м³/с	взвеш.	влеком.	I этап	II этап	средняя	макси- мальная
		проектная	общая	I этап*	II этап*										
Чарвакский Нурекский I Нурекский II Токтогульский (пра- вобережный) Чиркейский	Сентябрь 1966 г.	36	86	48	38	1	1410	37,8	1469	12—13	3,5	15,5	15	0,3	0,9
	Март 1966 г.	48	78	78	—	5	1600	—	1250	—	15—16	16	—	0,75	1,8
	Май 1967 г.	16	33	13	20	5	1600	167	546	—	16	40	—	0,01	0,03
	Январь 1966 г.	48	94	94	—	5	2200	109	2550	182	6,7	17	—	0,5	0,8
	Апрель 1968 г.	48	76	76	—	5 с про- веркой	1550	—	1860	17,6	3	8—19	—	0,1	0,5
Капчагайский (строи- тельно-эксплуатаци- онный) Атбашинский	Октябрь 1969 г.	12	8	8	—	2	1980	9,31	1530	5,8	0,58	8	—	—	—
	Ноябрь 1967 г.	24	35	36	—	5	260	—	—	5,11	1,085	15—16	—	0,3	0,4

\* I этап — без регулирования; II этап — с регулированием расхода при наполнении водохранилища.

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК  
КОМБИНИРОВАННЫХ ОБДЕЛОК**

**Область применения и основные положения**

1. Настоящее приложение рекомендуется использовать при проектировании стальных оболочек комбинированных обделок прямых участков и колен туннелей круглого сечения.

Примечание. Применение приложения для проектирования оболочек при скоростях воды свыше 12 м/с допускается при условии принятия специальных мер для ограничения вибрационных и кавитационных явлений.

2. Стальные оболочки должны проектироваться на основе технико-экономических расчетов с учетом требований:

обеспечения несущей способности;

удобства эксплуатации;

экономии металла и снижения трудоемкости изготовления и монтажа;

унификации конструкций и типизации отдельных узлов и деталей;

обеспечения стойкости конструкции против коррозии и износа.

3. Нормы и методы расчета несущей способности применимы при условии, что отклонения размеров и формы рассчитываемых элементов стальных оболочек от номинальных не превышают допусков, установленных главой СНиП III-18-75 «Металлические конструкции».

**Общие и конструктивные указания**

4. Наружные диаметры  $D_n$  и наименьшие толщины стенки оболочки должны приниматься по табл. 17.

Таблица 17

Номинальный диаметр $D_0$ , м	Наружный диаметр $D_n$ , мм	Наименьшая толщина стенки $\delta_{мин}$ , мм	Номинальный диаметр $D_0$ , м	Наружный диаметр $D_n$ , мм	Наименьшая толщина стенки $\delta_{мин}$ , мм
2	2040	10	7	7 050	14
2,5	2540	10	8	8 050	14
3	3040	10	9	9 050	14
3,5	3540	10	10	10 050	16
4	4040	10	11	11 050	18
4,5	4540	12	12	12 050	20
5	5040	12	13	13 050	22
5,5	5540	12	14	14 050	24
6	6040	12	15	15 050	24

5. Оболочки с изменяющимися по длине диаметрами должны быть разделены на участки с постоянными диаметрами. Переход от одного диаметра к другому должен осуществляться коническими обечайками.

6. При изменяющейся толщине стенки оболочки наружный диаметр оболочки должен сохраняться постоянным. Переход от одной толщины к другой должен осуществляться последовательными ступенями 2—4 мм. Большие ступени допускаются при наличии скоса, соответствующего требованиям стандартов на сварку.

7. Отправочные единицы конструкции должны быть наибольших габаритов, определяемых условиями изготовления, транспортировки и монтажа.

8. Если несущая способность гладкой оболочки при давлении подземных вод недостаточна, то оболочка должна быть снабжена приварными наружными кольцами жесткости (сплошностенчатыми или в виде ферм) или толщина стенки оболочки должна быть увеличена. Выбор варианта решения производится на основе технико-экономического сопоставления с учетом возможного изменения объемов скальных, бетонных и цементационных работ.

9. Необходимо предусматривать специальные временные раскрепления для восприятия нагрузок строительного периода и обеспечения геометрической формы оболочек в пределах установленных допусков.

10. Радиус оси колена должен быть не менее пяти диаметров оболочки.

11. Размеры затрубного пространства следует принимать минимальными из условий статической работы обделки на горное давление и обеспечения удобства ведения работ по монтажу оболочки и заполнению затрубного пространства. Зазоры между габаритами стальной конструкции и выработки (временной крепи) рекомендуется принимать не менее указанных в табл. 18 ( $\Delta_1$  — между оболочкой и выработкой,  $\Delta_2$  — между кольцом и выработкой). При двухсторонней сборке и сварке рекомендуется предусматривать сплошной проход для человека в затрубном пространстве.

Таблица 18

Наименование	Минимальный зазор, см, при сборке и сварке			
	односторонней (изнутри) $\Delta_2$	двухсторонней		
		$\Delta_1$	$\Delta_2$	
Вертикальные и наклонные шахты	10	50	30	
Туннели	в сводовой части	20	80	20
	по бокам и снизу при наличии плоского лотка	20	50	20
	то же, при отсутствии	20	60	30

12. Переход от участков оболочки, рассчитываемых с учетом упругого отпора породы, к участкам, рассчитываемым без учета упругого отпора, осуществляется последовательным изменением толщины



Нагрузки и воздействия	Коэффициент перегрузки $k_p$	Состав учитываемых нагрузок и воздействий									
		эксплуатационные					строительно-монтажные		испытательные		
		основные сочетания		особые сочетания							
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
1. Собственный вес оболочки	1	—	—	—	—	—	—	—	У	—	—
2. Гидростатический напор при нормальном подпорном уровне	1	У	—	У	—	У	—	—	—	—	—
3. Давление подземных вод при нормальной работе дренажных устройств	1,1	—	У	—	—	—	—	У	—	—	—
4. Изменение напора от гидравлического удара в условиях нормальной эксплуатации	1,2*	У	—	—	—	У	—	—	—	—	—
5. Температурное воздействие	1,1	У	У	У	У	У	У	У	У	У	У
6. Наружное атмосферное давление при разрежении внутри туннеля, возникающем в условиях нормальной эксплуатации	1,2	—	У	—	—	—	У	—	—	—	—
7. Давление раствора при цементации затрубного пространства	1,2	—	—	—	—	—	—	—	—	У	—
8. Гидростатический напор при форсированном уровне	1	—	—	—	У	—	—	—	—	—	—

9. Изменение напора от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки	1,2*	—	—	У	—	—	—	—	—	—	—
10. Давление подземных вод при неисправной работе дренажных устройств или их отказе	1	—	—	—	—	—	У	—	—	—	—
11. Наружное атмосферное давление при разрежении внутри туннеля, возникающем в условиях аварийного опорожнения или полного сброса нагрузки	1,2	—	—	—	—	—	—	У	—	—	—
12. Давление свежеложенного бетона	1	—	—	—	—	—	—	—	У	—	—
13. Дополнительный напор от сейсмических воздействий	1	—	—	—	—	У	—	—	—	—	—
14. Нагрузки от подмостей, механизмов и т. п.	1	—	—	—	—	—	—	—	У	—	—
15. Испытательные нагрузки	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	У
16. Воздействия, связанные с усадкой бетона и ползучестью горной породы	1	—	—	У	У	У	У	У	—	—	—

\* Если нагрузка от гидравлического удара определяется по специальным указаниям по режимам регулирования ГЭС, действующим в системе Минэнерго СССР, то допускается принимать  $n = 1$ .

Примечание. У — учитывается; тире — не учитывается.

оболочки ступенями согласно положениям п. 6. Переходный участок должен располагаться в пределах зоны с расчетным упругим отпором, длина переходного участка должна быть не менее одного диаметра оболочки.

13. Для внутренних периодических осмотров и ремонта оболочки должны предусматриваться лазы, которые следует располагать на участках, имеющих удобные подходы. Размеры лазов должны позволять доставлять внутрь туннеля необходимое оборудование. Лазы должны изготавливаться с круглыми отверстиями диаметром в свету не менее 550 мм.

### Нагрузки и воздействия

14. Нагрузки и воздействия следует принимать в основных и особых сочетаниях, выбирая наиболее неблагоприятные, но возможные случаи отдельно для эксплуатационного и строительного периодов. Наиболее распространенные случаи сочетаний нагрузок приведены в табл. 19. В зависимости от условий работы возможны иные сочетания, необходимость учета которых должна устанавливаться при проектировании.

15. Расчетная нагрузка определяется как произведение нормативной нагрузки на соответствующий коэффициент перегрузки, определяемый согласно табл. 19.

16. Горное давление должно восприниматься временной крепью или бетонной обделкой и при расчете стальной оболочки не учитывается.

17. Сейсмические воздействия определяются согласно главе СНиП II-A.12-69\* «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования».

18. Расчетная нагрузка, соответствующая поз. 6 и 11 табл. 19, должна быть не более 1 кгс/см.

### Прочностные расчеты стальных оболочек

19. Проверка прочности стальной оболочки производится по формуле

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2} \leq R_1, \quad (27)$$

при этом должны соблюдаться условия

$$\sigma_x \leq R_1 \text{ и } \sigma_z \leq R_1.$$

Здесь  $\sigma_x$  и  $\sigma_z$  — нормальные напряжения соответственно в поперечных и продольных сечениях оболочки, кгс/см<sup>2</sup>;

$R_1$  — расчетное сопротивление материала, кгс/см<sup>2</sup>.

20. Расчетное сопротивление материала оболочки определяется:

а) при расчетах на внутреннее давление по формуле

$$R_1 = m_c m R_p; \quad (28)$$

б) при расчетах на наружное давление по формуле

$$R_1 = m_c m R. \quad (29)$$

Здесь  $m_c$  и  $m$  — соответственно коэффициенты сочетаний и условий работы, принимаемые по табл. 20 и 21.

Таблица 20

Характер нагрузок	Коэффициент $m_c$ при сочетаниях нагрузок	
	основных	особых
Внутреннее давление	0,75 (0,9)	1,1
Наружное давление	0,8	1

Примечание. Значение коэффициента  $m_c$ , указанное в скобках, должно приниматься при одновременном выполнении следующих условий:

$$p \leq 0,15K_0, \quad p \leq 0,1\gamma_n H' (k_{тр} \cos \alpha' + \sin \alpha'), \quad (30)$$

где  $p$  — расчетное внутреннее давление, кгс/см<sup>2</sup>;

$K_0$  — коэффициент удельного упругого отпора, кгс/см<sup>3</sup>;

$\gamma_n$  — объемный вес породы, тс/м<sup>3</sup>;

$H'$  — кратчайшее расстояние от оси туннеля до поверхности земли, м;

$k_{тр} \approx 0,7$  — коэффициент трения породы по породе;

$\alpha'$  — угол между нормалью к поверхности земли и горизонтом.

Таблица 21

Характер нагрузок	Вид конструкций	Коэффициент условий работы $m$
Внутреннее давление	Оболочка прямых участков	0,85
	Оболочка колен	0,75
Наружное давление	Оболочка	0,75
	Кольца жесткости	0,85

Значения расчетного сопротивления  $R_1$  при наиболее распространенных сочетаниях нагрузок приведены в табл. 22.

21. Расчетные формулы напряженного состояния оболочки получены из рассмотрения осесимметричной задачи цилиндрической оболочки, заделанной в упругой среде с начальным зазором [12]. При многовариантных расчетах и при необходимости учета неоднородности вмещающих пород рекомендуется вместо формул (31), (32) использовать расчетную схему многослойного кольца и программу ПРОК (см. пп. 4.43—4.45, ч. II, прил. 25).

Таблица 22

Класс стали	$R_p$	$R$	Расчетные сопротивления $R_1$ , кгс/см <sup>2</sup> , при сочетаниях нагрузок			
			основных		особых	
			I	II	III, IV, V, X	VI, VII, VIII, IX

## Оболочка прямых участков, кольца жесткости

С 38/23	2600	2100	1660 (1990)	1260	2430	1580
С 44/29	3000	2600	1910 (2300)	1560	2810	1950
С 46/33	3100	2900	1980 (2370)	1740	2900	2180
С 52/40	3400	3400	2170 (2600)	2040	3180	2550
С 60/50	3800	3800	2420 (2910)	2280	3560	2850
С 70/60	4400	4400	2810 (3370)	2640	4120	3300

## Оболочка колен

С 38/23	2600	2100	1460 (1760)	1260	2150	1580
С 44/29	3000	2600	1690 (2020)	1560	2480	1950
С 46/33	3100	2900	1740 (2090)	1740	2560	2180
С 52/40	3400	3400	1910 (2300)	2040	2810	2550
С 60/50	3800	3800	2140 (2570)	2280	3140	2850
С 70/60	4400	4400	2480 (2970)	2640	3630	3300

Примечания: 1. Обозначения случаев сочетаний соответствуют принятым в табл. 19.

2. Значения  $R_1$ , указанные в скобках, должны приниматься при выполнении условий, оговоренных в примечании к табл. 20.

22. Нормальное напряжение в продольных сечениях оболочки от внутреннего давления воды при наличии упругого отпора породы равно:

$$\sigma_z = \frac{pr + 100\psi K'_0}{\delta + 4,33 \cdot 10^{-5} r K'_0}, \quad (31)$$

где  $p$  — расчетное внутреннее давление воды, кгс/см<sup>2</sup>;  
 $r$  — средний радиус оболочки, см;

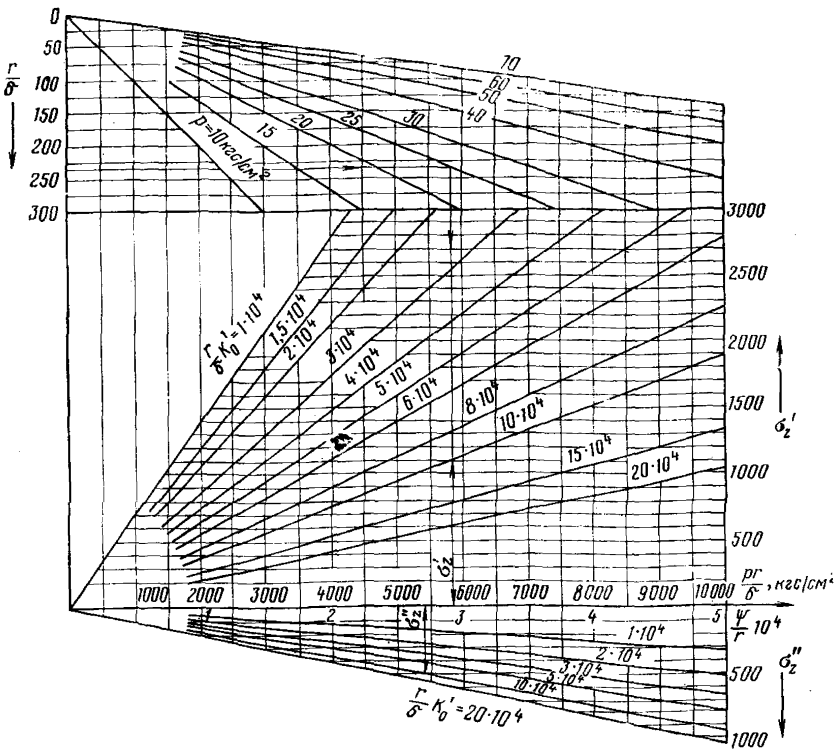


Рис. 26. Графики для расчета на внутреннее давление

$$\sigma_z = \sigma_z' + \sigma_z''$$

$\delta$  — толщина стенки оболочки, см;  
 $\psi$  — расчетный радиальный зазор между оболочкой и бетоном, см;  
 $K'_0$  — приведенный коэффициент удельного отпора породы, кгс/см<sup>3</sup>, принимаемый  
 при  $K_0 \ln r_n/r \leq 100$  равным  $K_0$ ;  
 при  $K_0 \ln r_n/r > 100$  по формуле

$$K'_0 = \frac{1}{\frac{100}{E_6} \ln \frac{r_n}{r} + \frac{1}{K_0}}, \quad (32)$$

где  $r_n$  — наружный радиус бетонного кольца, см;  
 $E_6$  — модуль упругости бетона, кгс/см<sup>2</sup>.

Зависимость (31) графически представлена на рис. 26.

По формуле (31) определяются напряжения  $\sigma_z$  в оболочке прямого участка и колена при радиусе оси колена  $R_k \geq 10r$ .

При расчете колен с радиусом оси  $R_k < 10r$ , а также при расчете разветвлений, прямых участков и колен в местах примыкания транспортных туннелей, монтажных камер и других местах, где имеется значительная неравномерность затрубного пространства по

периметру оболочки, коэффициент  $K_0$  и расчетные формулы должны приниматься на основании результатов экспериментальных исследований.

23. При расчете стальных оболочек на внутреннее давление с учетом отпора породы необходимо соблюдать условие

$$\lambda p < 0,1 \gamma_n H' (k_{тр} \cos \alpha' + \sin \alpha'), \quad (33)$$

где  $\lambda$  — часть внутреннего давления, передаваемая на окружающую породу и определяемая по формуле

$$\lambda = 1 - \frac{\sigma_z \delta}{pr}. \quad (34)$$

При расположении напорного туннеля вблизи склона учет отпора породы должен быть специально обоснован. В этом случае рекомендуется выполнять расчеты методом конечных элементов.

24. Нормальное напряжение в продольных сечениях оболочки от внутреннего давления воды при отсутствии упругого отпора породы или при  $\frac{\Psi}{r} \geq 4,33 \cdot 10^{-7} \frac{pr}{\delta}$  определяется по формуле

$$\sigma_z = \frac{pr}{\delta}. \quad (35)$$

25. Расчетный радиальный зазор между стальной оболочкой и бетоном равен:

$$\Psi = \Psi_1 + \Psi_2 + \Psi_3, \quad (36)$$

где  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$  и  $\Psi_3$  — составляющие радиального зазора соответственно от температурных воздействий, усадки бетона и ползучести породы, см.

26. Температурная составляющая зазора

$$\Psi_1 = (1 + \nu_a) r \alpha (t_{ц}^0 - t_{мин}^0) = 15,6 \cdot 10^{-6} r (t_{ц}^0 - t_{мин}^0), \quad (37)$$

где  $t_{ц}^0$  — наибольшая температура в туннеле при заполнительной цементации затрубного пространства, °С;

$t_{мин}^0$  — наименьшая температура воды или воздуха в туннеле (в зависимости от расчетного сочетания нагрузок), °С.

27. Составляющие зазора от усадки бетона  $\Psi_2$  и ползучести породы  $\Psi_3$ , определяемые по данным исследований, учитываются только при расчете на особые сочетания нагрузок.

28. Нормальное напряжение в продольных сечениях оболочки от наружного давления

$$\sigma_z = p_n \frac{r}{\delta}, \quad (38)$$

где  $p_n$  — расчетное наружное давление, кгс/см<sup>2</sup>.

29. Нормальное напряжение в поперечных сечениях оболочки от температурных воздействий

$$\sigma_{x1} = -\alpha E T_p^0 = -25,2 T_p^0, \quad (39)$$

где  $T_p^0$  — расчетный перепад температур, определяемый по формулам:

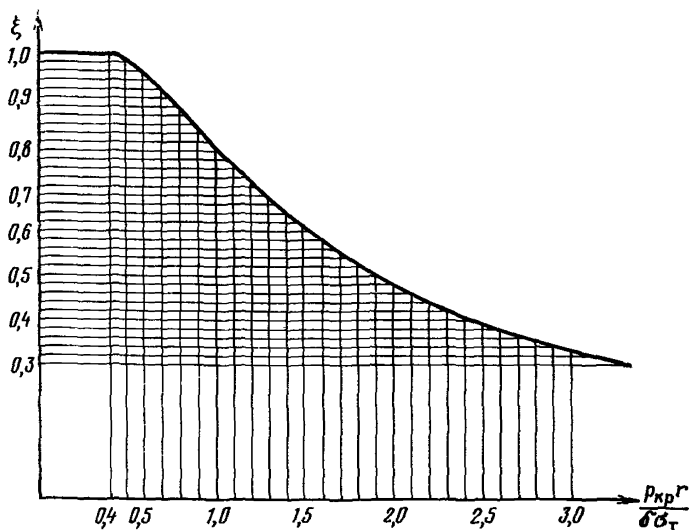


Рис. 27. График зависимости  $\xi = f\left(\frac{P_{крr}}{\delta\sigma_t}\right)$

при повышении температуры

$$T_p^0 = t_{\max}^0 - t_{\min}^{\text{бет}},$$

при понижении температуры

$$T_p^0 = t_{\min}^0 - t_{\max}^{\text{бет}},$$

где  $t_{\max}^0$  и  $t_{\min}^0$  — соответственно наибольшая и наименьшая температура воды или воздуха в туннеле, °С;

$t_{\max}^{\text{бет}}$  и  $t_{\min}^{\text{бет}}$  — соответственно наибольшая и наименьшая температура оболочки в период бетонирования, °С.

30. Нормальное напряжение в поперечных сечениях оболочки от стеснения продольной деформации

$$\sigma_{x2} = \nu_n \sigma_z = 0,3\sigma_z. \quad (40)$$

31. Местные напряжения, возникающие в оболочке вблизи колец жесткости, а также в местах перелома образующих при угле перелома не более 10°, в расчете не учитываются.

32. Проверка устойчивости стальной оболочки при действии наружного давления производится по формуле

$$P_n < m_{ст} P_{кр\xi}, \quad (41)$$

где  $P_{кр}$  — критическое наружное давление, кгс/см<sup>2</sup>;

$\xi$  — коэффициент, учитывающий отклонение модуля упругости от значения в начальной точке кривой деформации мате-



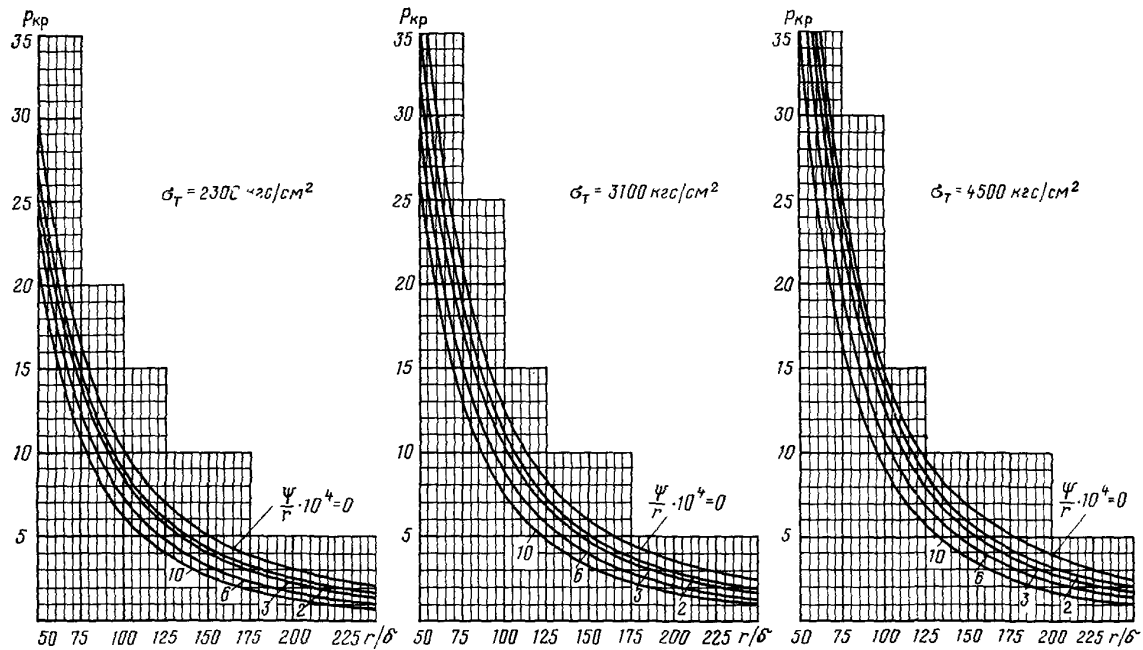


Рис. 28. Графики зависимости критического наружного давления от относительной толщины стенки

риала и принимаемый по графику рис. 27 в зависимости от отношения  $\frac{p_{кр}r}{\delta\sigma_r}$ .

При  $\frac{p_{кр}r}{\delta\sigma_r} > 2,5$  следует принимать  $p_{кр}r = \frac{\sigma_r\delta}{r}$ . Предел текучести  $\sigma_r$ , кгс/см<sup>2</sup>, равен умноженному на 100 второму числу в обозначении класса стали.

33. При отсутствии колец жесткости и при  $l/r > 2$  ( $l$  — расстояние между кольцами) критическое давление определяется по графику рис. 28, построенному на основании формулы Амштутца.

Несущая способность оболочки без колец жесткости может также проверяться по программе, разработанной СКБ «Ленгидросталь».

34. При наличии колец жесткости критическое давление определяется: при  $0,5 \leq l/r \leq 2$  по формуле Саусвелла в обработке П. Ф. Папковича:

$$p_{кр} = 0,92E \left( \frac{\delta}{l} \right) \left( \frac{\delta}{r} \right)^{3/2}; \quad (42)$$

при  $l/r < 0,5$  по первой формуле Мизеса с пренебрежением членами, малыми по сравнению с  $n^2$ :

$$p_{кр} = E \frac{\delta}{r} \left[ \frac{1}{\bar{n}^2 N^2} + \frac{1}{12(1-\nu_a^2)} \left( \frac{\delta}{r} \right)^2 \bar{n}^2 \left( 1 + \frac{2}{N} \right) \right], \quad (43)$$

где  $N = 1 + \left( \frac{\bar{n}l}{\pi r} \right)^2$ ;

$n$  — число волн, образующихся при выпучивании оболочки, минимизирующее выражение (43).

Зависимость критического наружного давления  $p_{кр} = f \left( \frac{r}{\delta}, \frac{l}{r} \right)$  по формулам Амштутца (при  $\Psi = 3 \cdot 10^{-4} r$ ),

Саусвелла и Мизеса графически представлена на рис. 29.

35. Согласно СН 238-73 несущая способность колец жесткости с прямоугольным поперечным сечением (рис. 30) определяется по формуле

$$\frac{p_n l r}{m_c m F} + \frac{30 E h_p}{r^2} \frac{1}{13 \alpha_p m m_c - 1} \times \\ \times \left( 0,1 f + \frac{l}{r F} + \alpha_p m m_c \Psi \right) \leq R, \quad (44)$$

где  $F = l\delta + h_p, \delta_p, \text{ см}^2$ ;

$h_p, \delta_p$  — высота и толщина кольца жесткости, см;  
 $I = \frac{\delta_p h_p^3}{3}$  — момент инерции сечения кольца жесткости относи-

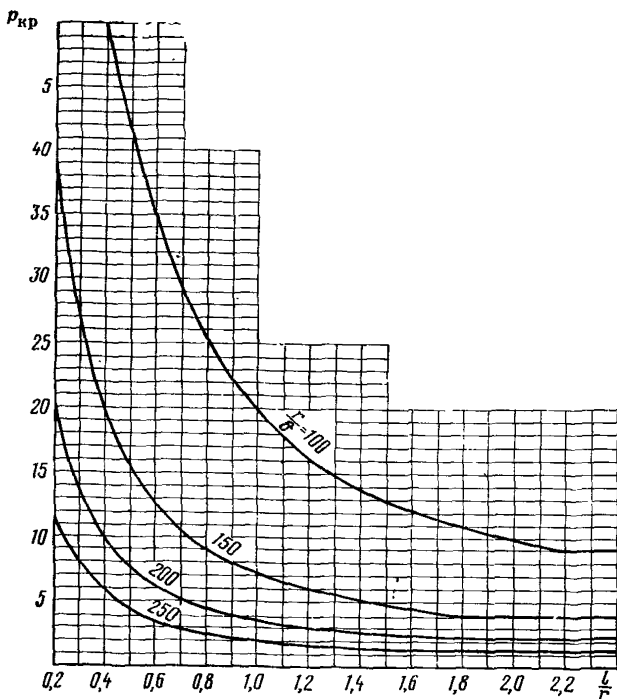


Рис. 29. Графики для определения наружного критического давления

тельно оси, совпадающей с наружной поверхностью оболочки, см<sup>4</sup>;

$f = 0,0025r$  — начальное отклонение радиуса кольца жесткости от теоретического;

$$\alpha_p = \frac{EI}{p_n l r^3}.$$

35. Более точный расчет несущей способности колец жесткости рекомендуется проводить по методике, предложенной В. Ф. Простаком и Ф. М. Свойским [24]. Несущая способность проверяется по формуле

$$\frac{p_n l_{об} r}{m m_c F_k} \left( 1 + \frac{y_{\max}}{r_k} \Gamma \right) + \frac{y_{\max} E \Psi}{r_k^2} \Gamma \leq R, \quad (45)$$

где  $l_{об} = 1,56 \sqrt{r \delta} + \delta_p$ ;

$\Gamma$  — коэффициент, определяемый по рис. 31 в зависимости от значений величин

$$p^* = \frac{p_n}{m m_c E \left[ 0,0915 \left( \frac{\delta}{r} \right)^3 + \frac{I_k}{r_k^3 l} \right]};$$

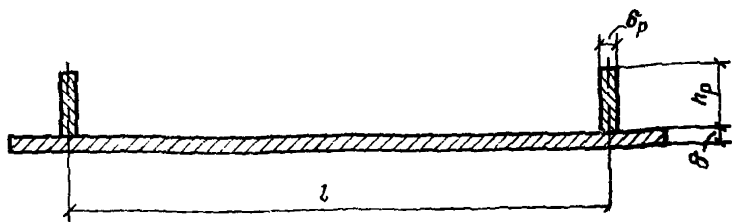


Рис. 30. Сечение оболочки с кольцами жесткости

$$f^* = \frac{f}{\Psi + \frac{r_n l_{об} \Gamma}{m m_c E F_K}};$$

$r_n, F_n, I_n$  — радиус центральной оси, площадь и момент инерции сечения кольца с присоединенным пояском длиной  $l_{об}$ ;  
 $l_{макс}$  — расстояние от центра тяжести сечения кольца до наиболее удаленного волокна.

При пользовании формулой (45) следует принимать  $m = 0,75$ .

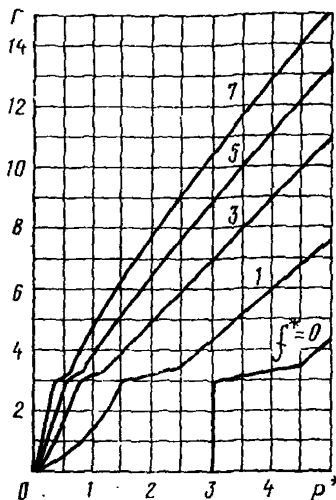


Рис. 31. Графики зависимости коэффициента  $\Gamma$  от  $r_p^2$  при  $f^* = \text{const}$

## РЕКОМЕНДАЦИИ ПО НАЗНАЧЕНИЮ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ СТАЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК НА НАЧАЛЬНОЙ СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

37. В соответствии с заданием на проектирование составляется геометрическая схема туннеля с графиками напоров и наружных давлений. Изменение напора по длине туннеля при отсутствии специальных данных может приниматься по линейному закону.

38. Туннель разбивается на участки, границами которых являются места изменения диаметра, границы зон с различными коэффициентами упругого отпора, сопряжения с транспортными туннелями, монтажными камерами, фасонными участками и т. д.

39. Назначаются марки стали для изготовления оболочки и колец жесткости.

40. В расчетах используются следующие исходные данные: геометрические размеры:  $D_n, \delta, l, h_p, \delta_p, R_n, r_n$ ; внутреннее давление  $p$  при основном и особом сочетаниях; наружное давление  $p_n$  при основном и особом сочетаниях; характеристики породы:  $K_0, \gamma_n, H', \alpha'$ ; зазоры между оболочкой и бетонной обделкой:  $\Psi_2, \Psi_3$ ;

температурные данные:  $t^0_{н}$ ,  $t^0_{мин}$  и  $t^0_{макс}$  заполненного и опорожненного трубопровода,  $t^{бет}_{макс}$ ,  $t^{бет}_{мин}$ .

41. Определяется в первом приближении требуемая максимальная толщина стенки оболочки на каждом участке: при наличии упругого отпора по формуле (полагая  $\Psi = 3 \cdot 10^{-4} r$ )

$$\delta_{макс} = r \left( \frac{p_{макс} + 0,03K_0}{R_1} - 4,33 \cdot 10^{-5} K_0 \right); \quad (46)$$

при отсутствии упругого отпора по формуле

$$\delta_{макс} = \frac{p_{макс} r}{R_1}, \quad (47)$$

где  $p_{макс}$  — максимальное внутреннее давление в пределах участка;  $R_1 = 0,8 m_c m R_D$ .

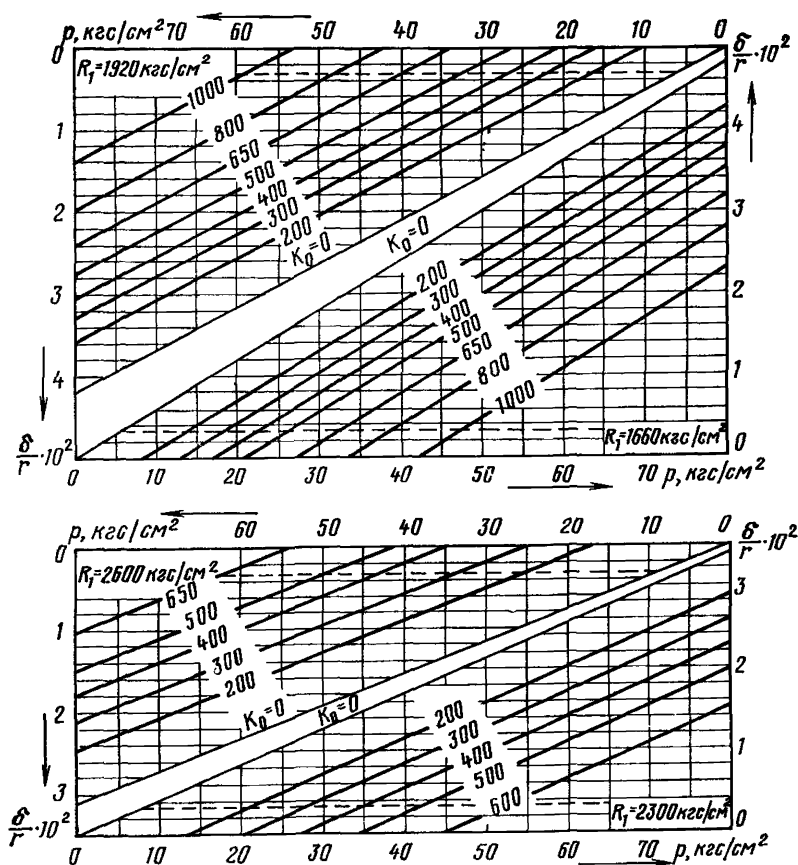


Рис. 32. Графики зависимости  $\frac{\delta}{r} = f(p, K_0)$  (штриховыми линиями отмечена конструктивно минимальная толщина)

Значения  $R_1$  могут приниматься по табл. 22 с уменьшением на 20%.

Для некоторых значений  $R_1$  на рис. 32 приведены графики для определения толщины стенки, построенные по формуле (46).

Полученная толщина округляется до большего из двух значений:

- а) ближайшего большего по стандарту на листовой прокат;
- б) минимальной конструктивной толщины для данного диаметра, определяемой по табл. 17.

42. Если расчет выполняется с учетом отпора породы, то необходимо проверить соблюдение условия (33), пользуясь формулой (34). Если при принятой толщине стенки условие (33) не выполняется, необходимо увеличить толщину до значения, удовлетворяющего условию (33).

43. Если полученная толщина  $\delta$  больше минимальной конструктивной, то далее  $\delta$  уменьшается последовательно с минимальными ступенями согласно стандарту на листовой прокат и для каждой толщины определяется соответствующее ей максимальное расчетное давление по формуле

$$P_{\max} = \left( \frac{\delta}{r} + 4,33 \cdot 10^{-5} K_0 \right) \times R_1 - 0,03 K_0 \quad (48)$$

или по графику рис. 32. При этом следует учитывать требования п. 42.

44. Производится проверка устойчивости оболочки на наружное давление по графику рис. 28 при  $\psi = 3 \cdot 10^{-4} r$  и формуле (41).

Если устойчивость гладкой оболочки не обеспечивается, необходимо предусмотреть установку колец жесткости, расстояние  $l$  между которыми определяется по графику рис. 29 и формулам (42), (43). Рекомендуется провести технико-экономическое сопоставление вариантов оболочки с кольцами жесткости и гладкой оболочки с увеличенной толщиной стенки (см. п. 8).

45. Рекомендуется, задавшись несколькими вариантами сечений колец, отличающимися размерами  $h_p$  и  $b_p$ , проверить их несущую способность по формуле (45) с целью выбора оптимального варианта с учетом влияния высоты кольца  $h_p$  на габариты туннеля (см. п. 11).

## ПРИЛОЖЕНИЕ 24

### ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

**Пример 1. Расчет монолитной обделки безнапорного туннеля IV класса капитальности ( $k_n = 1,1$ ) с обетонированной арочной крепью**

Произвести расчет разомкнутой монолитной бетонной обделки туннеля (рис. 33) на нагрузки эксплуатационного периода — горное давление, наружное гидростатическое давление, собственный вес конструкции и давление воды, заполняющей туннель без напора.

#### Исходные данные

1. Геотехнические показатели:  
коэффициент крепости  $f_{кр} = 1,5$ ;  
объемный вес породы  $\gamma_n = 2,1$  тс/м<sup>3</sup>;  
угол внутреннего трения  $\varphi = 57^\circ$ ;  
коэффициент удельного отпора  $K_0 = 100$  кгс/см<sup>2</sup>.

Для расчета обделки величину коэффициента отпора принимаем: по боковой поверхности

$$K = \frac{100K}{0,5B + h_{об}} = \frac{100 \cdot 100}{0,5 \cdot 500 + 40} = 34,5 \text{ кгс/см}^2 = 34\,500 \text{ тс/м}^2;$$

под пятой обделки

$$K_{п} = \frac{10^5 K_0}{1,34(1-\nu)b} = \frac{10^5 \cdot 100}{1,34(1-0,2)100} = 93\,500 \text{ тс/м}^2.$$

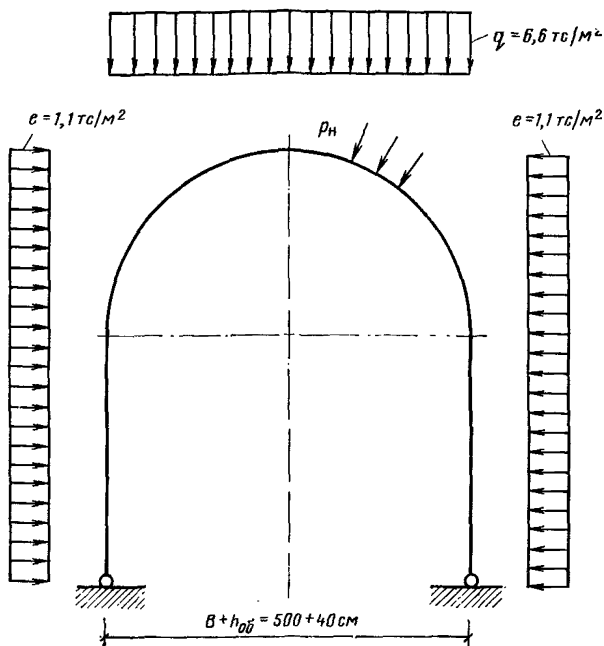


Рис. 33. Расчетная схема и нагрузки

2. Материал обделки — бетон марки М 250 — характеризуется следующими показателями:

модуль упругости

$$0,7E_6 = E_{об} = 185\,000 \text{ кгс/см}^2 = 1,85 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2;$$

объемный вес  $\gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3$ .

3. Уровень грунтовой воды, 1,35 м над осью шельги обделки туннеля.

4. Уровень безнапорной воды, транспортируемой туннелем, 4,25 м над лотком.

## Расчет

1. Определение величины горного давления. Величина горного давления определяется согласно п. 3.10 (п. 7.11).

В результате вычислений получаем следующие величины вертикального и горизонтального горного давления:

$$q = 6,6 \text{ тс/м}^2 \text{ с учетом коэффициента перегрузки } n = 1,5;$$

$$e = 1,1 \text{ тс/м}^2 \text{ с учетом коэффициента перегрузки } n = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2.$$

2. Составление задания на расчет по программе ТК-1А. Статический расчет обделки выполняется по программе ТК-1А, составленной в ГВЦ Гидропроекта и реализующей метод Метрогипротранса:

$$\text{модуль упругости обделки } E_{об} = 1,85 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2;$$

$$\text{объемный вес материала обделки } \gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3;$$

координаты точек оси обделки приведены в табл. 23.

Таблица 23

№ точки	x, м	y, м	h <sub>об</sub> , м	k, тс/м <sup>2</sup>
1	0	0	0,4	34,5
2	0,6988	0,0921	0,4	34,5
3	1,3500	0,3618	0,4	34,5
4	1,9092	0,7908	0,4	34,5
5	2,3382	1,3500	0,4	34,5
6	2,6079	2,0012	0,4	34,5
7	2,7000	2,7000	0,4	34,5
8	2,7000	3,3000	0,4	34,5
9	2,7000	3,9000	0,4	34,5
10	2,7000	4,5000	0,4	34,5
11	2,7000	5,1000	0,4	34,5
12	2,7000	5,6000	0,4	93,5

Нагрузки и коэффициенты перегрузки:

$$q = 6,6 \text{ тс/м}^2, n = 1;$$

$$e = 1,1 \text{ тс/м}^2, n = 1;$$

давление воды, заполняющей туннель без напора (учитывается автоматически программой),  $n = 1$ ;

давление грунтовой воды на обделку туннеля, уровень которой расположен на 1,35 м выше оси шельги,  $n = 1,1$ ;

$$p_n = 1,35 \cdot 1,1 = 1,485 \text{ тс/м}^2; n = 1;$$

собственный вес конструкции (учитывается автоматически)  $n = 1,2$ .

В результате расчета получаем значения внутренних усилий  $M$  и  $N$ , эпюры которых представлены на рис. 34.

3. Проверка прочности сечений обделки. Расчет выполняется по формуле внецентренного сжатия

$$k_{нпс} \left( \frac{6M}{bh_0^2} - \frac{N}{bh_0} \right) \leq 1,75 mR_p;$$

$$1,75 mR_p = 1,75 \cdot 1 \cdot 8,8 = 15,4 \text{ кгс/см}^2 = 154 \text{ тс/м}^2.$$



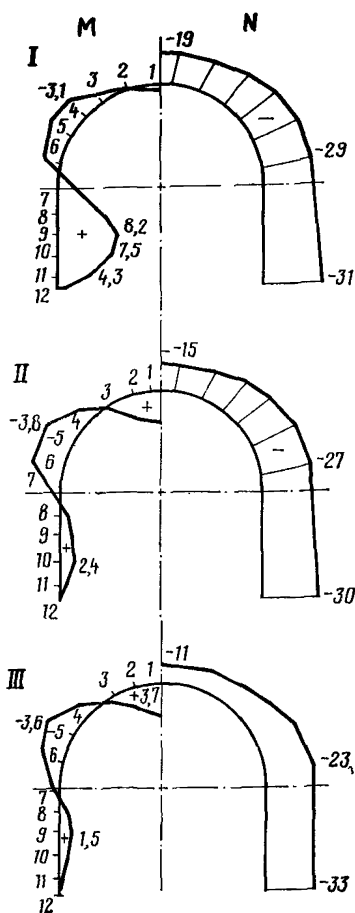


Рис. 34. Эпюры изгибающих моментов и нормальных сил

Сечение 1:

$$M = 3,8 \text{ тс}\cdot\text{м}; N = 11 \text{ тс};$$

$$e_0 = 0,345 \text{ м};$$

$$k_H = 1,1; n_c = 1;$$

$$1,1 \cdot 1 \left( \frac{6 \cdot 3,8}{1 \cdot 0,42} - \frac{11}{1 \cdot 0,4} \right) =$$

$$= 1,1 (143 - 27,5) =$$

$$= 1,1 \cdot 115,5 = 127 < 154 \text{ тс/м}^2.$$

Сечение 5:

$$M = 3,8 \text{ тс}\cdot\text{м}; N = 23,1 \text{ тс};$$

$$e_0 = 0,165 \text{ м};$$

$$k_H = 1,1; n_c = 1;$$

$$1,1 \cdot 1 \left( \frac{6 \cdot 3,8}{1 \cdot 0,42} - \frac{23,1}{1 \cdot 0,4} \right) =$$

$$= 1,1 (143 - 57,8) =$$

$$= 1,1 \cdot 85,2 = 94 < 154 \text{ тс/м}^2.$$

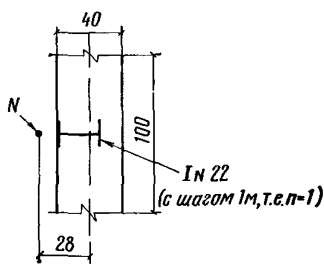


Рис. 35. К учету временной крепи в качестве жесткой арматуры

Сечение 9:

$$M = 8,2 \text{ тс}\cdot\text{м}; N = 29,3 \text{ тс}; e_0 = 0,28; k_H = 1,1; n_c = 0,95;$$

$$1,1 \cdot 1 \left( \frac{6 \cdot 8,2}{1 \cdot 0,42} - \frac{29,3}{1 \cdot 0,4} \right) = 1,1 (308 - 73,5) = 1,1 \cdot 234,5 =$$

$$= 257 > 154 \text{ тс/м}^2.$$

Необходима установка стержневой арматуры в растянутой зоне или учет временной арочной крепи в качестве жесткой арматуры (см. рис. 35).

$$R_{np} = 110 \text{ кгс/см}^2;$$

$$x = -\frac{p_0}{2} + \sqrt{\left(\frac{p_0}{2}\right)^2 - q_0};$$

$$p_0 = 2(e_0 - 0,5h_{об}) = 2 \cdot (28 - 0,5 \cdot 40) = 16 \text{ см};$$

$$A = 0,5R_{np}b + R n\delta = 0,5 \cdot 110 \cdot 100 + 2100 \cdot 1 \cdot 0,87 = 7327;$$

$$B = 2n\delta R r = 2 \cdot 1 \cdot 0,87 \cdot 2100 \cdot 11 = 40 \text{ 194};$$

$$q_0 = -\frac{1}{A} [1,17nWR + B(e_0 - 0,5 \cdot n + 0,5r)] =$$

$$= -\frac{1}{7327} [1,17 \cdot 1 \cdot 232 \cdot 2100 + 40 \text{ 194} (28 - 0,5 \cdot 40 + 0,5 \cdot 11)] =$$

$$= -151,85;$$

$$x = -\frac{p_0}{2} + \sqrt{\left(\frac{p_0}{2}\right)^2 - q_0} = -\frac{16}{2} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{16}{2}\right)^2 - (-151,85)} = 6,7 \text{ см};$$

$$k_{н} n_c N < m (2Ax - B);$$

$$1,1 \cdot 0,95 \cdot 29 \text{ 300} < 1 (2 \cdot 7327 \cdot 6,7 - 40 \text{ 194});$$

$$30,6 \cdot 10^3 < 58 \cdot 10^3.$$

По условиям прочности армирования не требуется, так как прочность обеспечена при учете арочной крепи.

Проверка трещиностойкости производится по расчету на основные нагрузки без учета коэффициентов перегрузки.

Требование трещиностойкости для безнапорных туннелей не обязательно, но оно будет соблюдено даже при учете коэффициента перегрузки и даже для любого сочетания нагрузок:

$$m \cdot 1,75R_{np}^H = 1,3 \cdot 1,75 \cdot 130 = 297 \text{ тс/м}^2 > 257 \text{ тс/м}^2.$$

### Пример 2. Расчет монолитной обделки безнапорного туннеля

Произвести расчет разомкнутой монолитной бетонной обделки по программе БАРСС (см. прил. 25) по исходным данным примера 1.

На рис. 36 приведена расчетная схема конструкции туннеля. Начало координат принято в шельге обделки.

Последовательность записи и перфорации исходных данных изложены в инструкции к программе. Ниже приведена одна из распечаток программы БАРСС с сокращениями, а на рис. 37 даны эпюры внутренних усилий для трех вариантов загрузки в соответствии с примером 1 (см. рис. 34).

На приведенной распечатке приняты следующие обозначения:  $GN$  — жесткость стержня при работе на продольную силу ( $EF$ );  $GMH$ ,  $GMK$ ,  $GMHK^*$  — жесткость стержня при работе на изгибающий момент ( $EI$ );

\* Эти три величины одинаковы для стержней постоянной жесткости; подробнее см. [20].

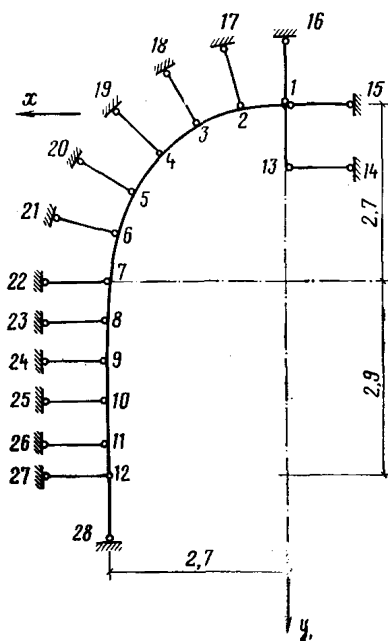


Рис. 36. Расчетная схема

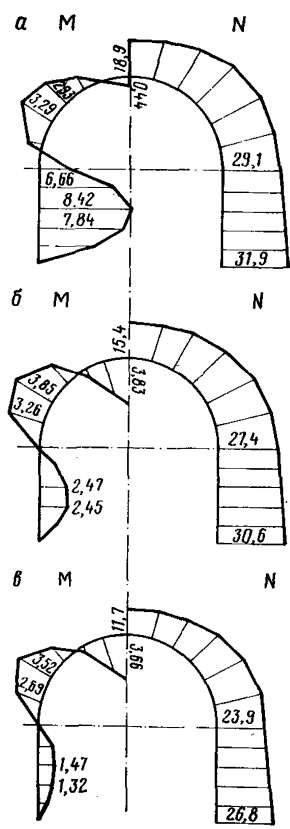


Рис. 37. Эпюры изгибающих моментов и нормальных сил

$GQ$  — жесткость стержня при работе на поперечную силу ( $1/kGF$ );  $FH, FK, FN$  — признаки закрепления стержня в начале ( $FH$ ), конце ( $FK$ ) и на продольную силу ( $FN$ ); 1 — соответствующее усилие (изгибающий момент в начале или в конце, продольная сила) воспринимается, а 0 — не воспринимается стержнем.

Остальные обозначения очевидны.

Из сравнения примеров 1 и 2 видно, что результаты практически совпадают, так как программы ТК-1А и БАРСС реализуют одинаковые в принципе расчетные модели обделок.

**Пример 3. Расчет напорного туннеля по схеме многослойного кольца**

Произвести расчет напорного туннеля, облицованного железобетонным крестом с наружным бетонным слоем (рис. 38). Расчетная схема приведена на рис. 39. Данный расчет выполнен по программе ПРОК (см. гл. 4 и прил. 25).

При данном напоре происходит трещинообразование во внешней бетонной обделке, растягивающие напряжения в которой не могут быть более

$$mR_p^H = 1,3 \cdot 115 \approx 150 \text{ тс/м}^2,$$

### Исходные данные

Односторонние стержни — от 15 до 25

Число стержней, выключаемых за одну итерацию, — 4

Признак выключения сопутствующих стержней — 0

Число внутренних узлов — 13

Общее число узлов — 28

Число стержней — 27

Автоматизированное распределение нагрузок по узлам

Интенсивность вертикального горного давления —  $6.60 \text{ тс/м}^2$ , приложенного от узла 1 до узла 7

Интенсивность горизонтального горного давления —  $1.10 \text{ тс/м}^2$ , приложенного от узла 1 до узла 12

Объемный вес материала обделки туннеля —  $3.00 \text{ тс/м}^3$

номер	Координаты узлов		Нагрузка		
	X (M)	Y (M)	PX (TC)	PY (TC)	M (TCM)
1	0.00000	0.00000	-0.051	2.729	0.000
2	0.69880	0.09210	-0.201	5.339	0.000
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
12	2.70000	5.60000	-0.275	0.300	0.000
13	0.00000	1.00000	0.000	0.000	0.000
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
27	3.70000	5.60000	.	.	.
28	2.70000	6.60000	.	.	.

## Стержни

Начало	Конец	<i>GN</i>	<i>GMH</i>
1	2	740.000	9.870
2	3	740.000	9.870
3	4	740.000	9.870
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
11	26	19.000	1.000
12	27	99999.000	1.000
13	28	37.400	1.000

Результаты расчета  
Перемещение узлов

Номер	По X	По Y	Поворот
1	-1.5181376-04	1.4684349+00	-1.4457203-03
2	4.5317001-04	1.3783378+00	-2.3234728-01
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
6	3.1413947--01	8.2751619-01	1.1338986-01
7	1.7629966-01	8.2305147-01	2.1064650-01

## Усилия в стержнях

Номер	Начало	Конец	Длина	<i>N</i>	<i>MH</i>	<i>MK</i>	<i>Q</i>
1	1	2	0.705	-11.7303	-3.6585	-2.8081	1.2065
2	2	3	0.705	-13.5007	-2.8081	-0.5941	3.1412
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
13	13	14	1.000	3.6585	0.0000	0.0000	0.0000
14	1	15	1.000	-15.1812	0.0000	0.0000	0.0000

**Стержни**

<i>GMK</i>	<i>GMHK</i>	<i>GQ</i>	<i>FH</i>	<i>FK</i>	<i>FN</i>
9.870	9.870	247.000	1	1	1
9.870	9.870	247.000	1	1	1
9.870	9.870	247.000	1	1	1
:	:	:	:	:	:
1.000	1.000	999.000	0	0	1
1.000	1.000	999.000	0	0	1
1.000	1.000	999.000	0	0	1

**Результаты расчета  
Перемещение узлов**

Номер	По X	По Y	Поворот
8	5.1868422—02	8.0363286—01	1.7394925—01
9	—2.9365193—02	7.8363046—01	9.1231373—02
:	:	:	:
13	3.6585792—05	1.4684349+00	3.8538212—04

**Усилия в стержнях**

Номер	Начало	Конец	Длина	<i>N</i>	<i>MH</i>	<i>MK</i>	<i>Q</i>
15	1	16	1.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	2	17	1.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
:	:	:	:	:	:	:	:
27	12	28	1.000	—27.0696	0.0000	0.0000	0.0000

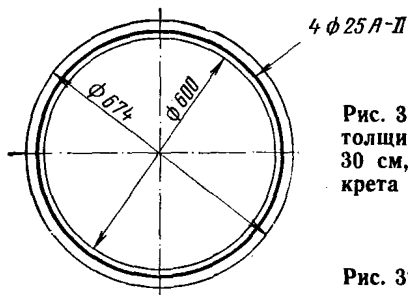
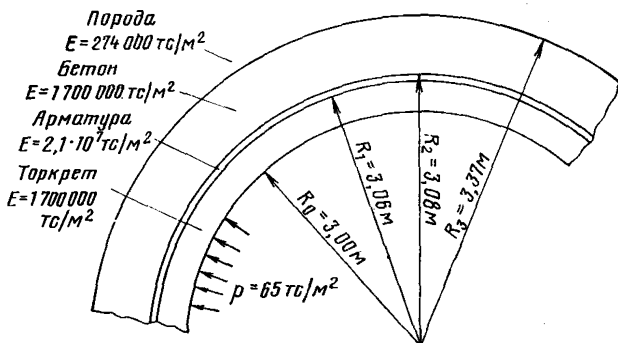


Рис. 38. Схема конструкции; толщина бетонной обделки 30 см, толщина железоторкрета 7 см

Рис. 39. Расчетная схема



где  $R_p^n$  — нормативное сопротивление растяжению бетона марки М 200;

$m$  — коэффициент условий работы железобетонной обделки по второй группе предельных состояний. Средние растягивающие напряжения в торкретном кольце следует сравнить с величиной

$$mR_p^n = 1,3 \cdot 195 \approx 254 \text{ тс/м}^2,$$

где  $R_p^n$  — нормативное сопротивление растяжению торкрета марки М 300;

$m$  — то же, что и для бетонной обделки

Поскольку в бетонном кольце происходит трещинообразование, тангенциальный модуль упругости в нем взят в  $10^5$  раз меньше радиального.

Ниже представлены машинные распечатки исходных данных и результатов расчета с сокращениями.

Расчет многослойного кольца

Вариант № 322

Шифр задачи 13112

Исходные данные

Номер кольца	Радиус кольца	Начальные давл./смещ.	Деления кольца	Зазоры (натяги)	Модули упругости			Коэффициенты Пуассона					
					ER	ET	EZ	MRT	MTR	MRZ	MZR	MTZ	MZT
0	3.000	+ .650 <sub>10</sub> +2											
1	3.060	+ .000 <sub>10</sub> +0	3	+ .000000	1700000	1700000	1700000	.150	.150	.150	.150	.150	.150
2	3.080	+ .000 <sub>10</sub> +0	1	+ .000000	21000000	21000000	21000000	.300	.300	.300	.300	.300	.300
3	3.370	+ .000 <sub>10</sub> +0	5	+ .000000	1700000	17	1700000	.150	.000	.150	.150	.000	.150
4	12.000	+ .000 <sub>10</sub> +0	10		2274000	274000	274000	.100	.100	.100	.100	.100	.100



## Результаты расчета

### Перемещения и напряжения

Радиус	Перемещения	SIGMA R	SIGMA T
3.000	+.45971 <sub>10</sub> +00	-.65000 <sub>10</sub> +02	+.25503 <sub>10</sub> +03
.	.	.	.
3.060	+.45604 <sub>10</sub> +00	-.58786 <sub>10</sub> +02	+.24882 <sub>10</sub> +03
3.060	+.45604 <sub>10</sub> +00	-.58786 <sub>10</sub> +02	+.34141 <sub>10</sub> +04
3.080	+.45474 <sub>10</sub> +00	-.36309 <sub>10</sub> +02	+.33916 <sub>10</sub> +04
3.080	+.45474 <sub>10</sub> +00	-.36309 <sub>10</sub> +02	+.24473 <sub>10</sub> -02
.	.	.	.
.	.	.	.
11.137	+.13585 <sub>10</sub> +00	-.30385 <sub>10</sub> +01	+.30385 <sub>10</sub> +01
12.000	+.12608 <sub>10</sub> +00	-.26171 <sub>10</sub> +01	+.26171 <sub>10</sub> +01

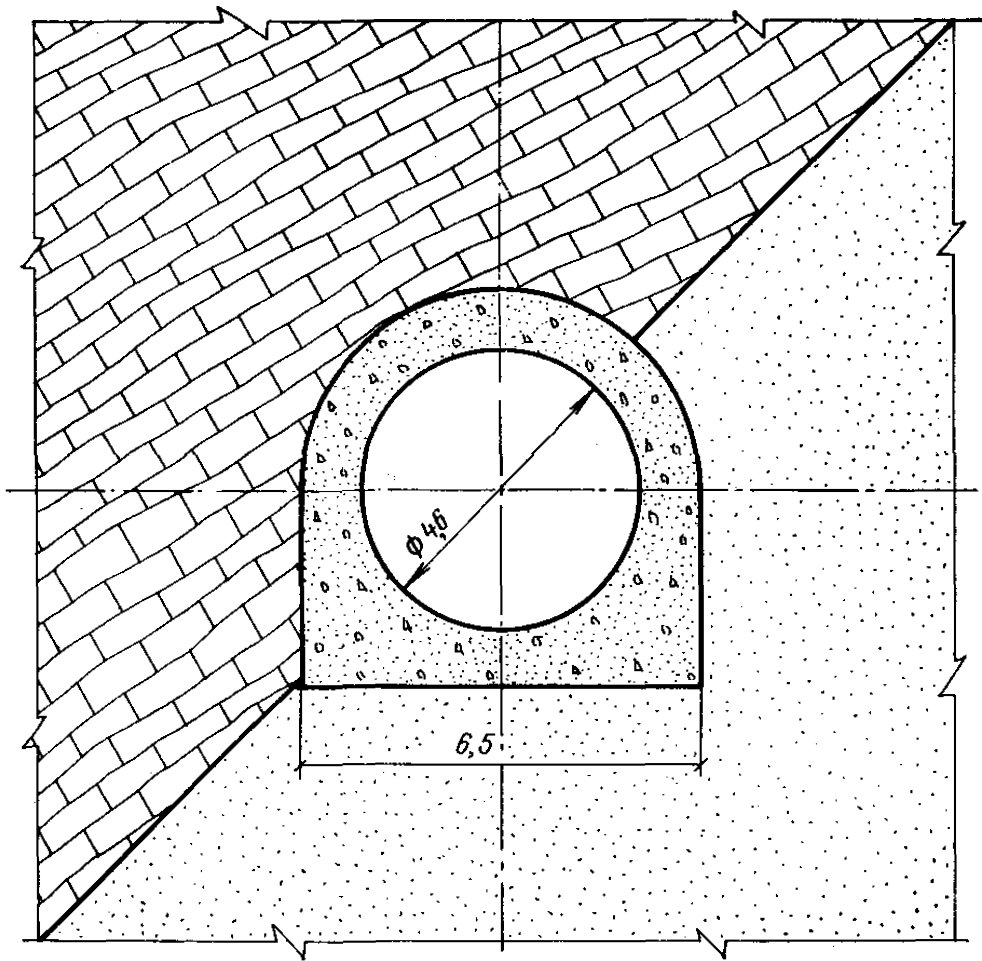


Рис. 40. Схема конструкции

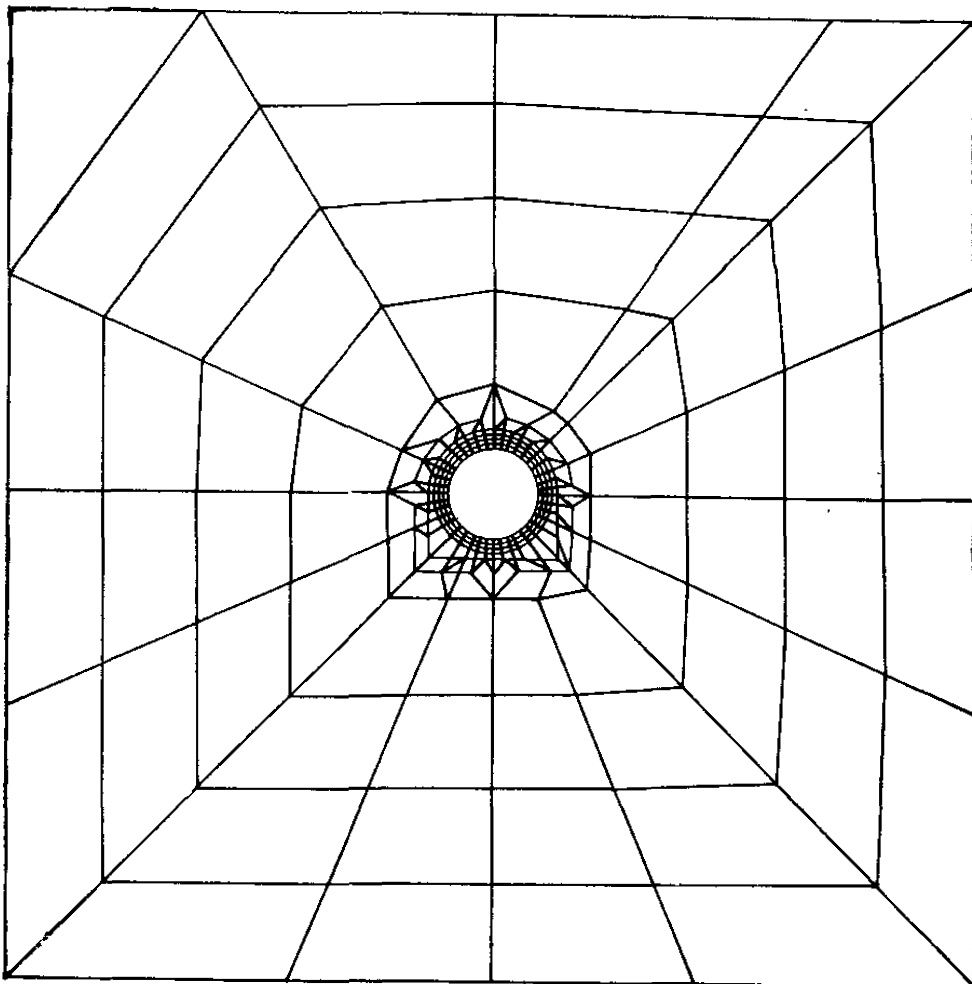


Рис. 41. Сетка МКЭ

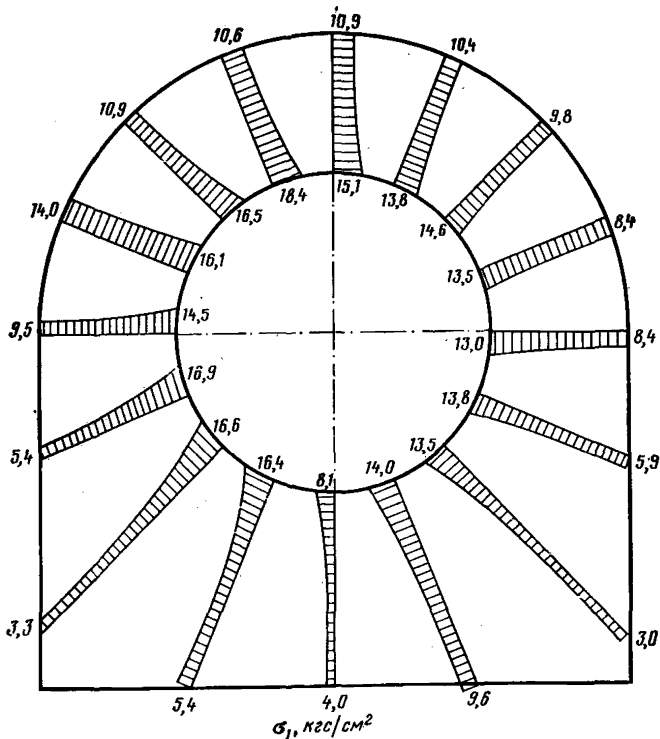
**Пример 4. Расчет методом конечных элементов напорного туннеля, проходящего в неоднородной среде**

Объектом расчета (рис. 40) является туннель с внутренним диаметром 4,6 м и некруговым внешним контуром обделки, что обусловлено технологическими условиями. Туннель проходит по границе двух различных пород, деформативные характеристики которых различаются в 2 раза. Подстилающий массив горных пород характеризуется модулем упругости  $E = 160\,000$  кгс/см<sup>2</sup>; массив, лежащий выше линии раздела, имеет  $E = 80\,000$  кгс/см<sup>2</sup>. Контакт двух массивов характеризуется величиной сцепления  $c_p = 1$  кгс/см<sup>2</sup> и углом трения  $\varphi_p = 70^\circ$ . Обделка выполнена из бетона с  $E = 260\,000$  кгс/см<sup>2</sup>. Рассматривается только действие внутреннего давления воды  $p = 10$  кгс/см<sup>2</sup>, нагрузки от веса породы и обделки в данном расчете не учитываются.

Для расчета использован программный комплекс STATAS (см. прил. 25), подготовка исходной информации стандартна для метода конечных элементов и в значительной мере автоматизирована.

Расчетная схема, состоящая в основном из изопараметрических четырехугольных элементов, представлена на рис. 41. Схема содержит 318 узлов и 299 элементов. Расчет реализован на ЭВМ ICL 4-50.

Результаты расчета представлены на рис. 42 в виде эпюр напряжений.



**Рис. 42. Главные растягивающие напряжения**

**Пример 5. Расчет напряженного состояния трещиностойкой бетонной обделки напорного туннеля от действия внутреннего давления с учетом ползучести скального массива**

Произвести расчет изменения во времени кольцевых (тангенциальных) растягивающих напряжений  $\sigma_{\theta}(t)$  на внутреннем контуре трещиностойкой бетонной обделки, расположенной в однородном изотропном массиве известняка доломитизированного, хорошей сохранности.

Расчетная схема дана на рис. 43.

**Исходные данные.**  $r_1 = 200$  см;  $r_2 = 270$  см;  $E_1 = 2,4 \cdot 10^5$  кгс/см<sup>2</sup> (бетон марки М 200);  $\nu = 0,17$ ; параметры ползучести породы определяем по табл. 4.5.

$$E_0 = 1,12 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; E_{\infty} = 0,61 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; \nu = 0,15;$$

$$\theta = 0,45 \cdot 10^{-5} \text{ см}^2/\text{кгс};$$

$$\lambda = 100 \text{ 1/сут}; T = 0,135 \text{ сут.}$$

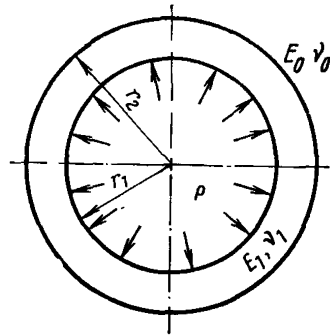


Рис. 43. Расчетная схема

**Расчет**

Определение величины  $\sigma_{\theta}(t)$  (в долях внутреннего напора  $p$ ) выполняется согласно п. 4.39.

Последовательность вычислений:

$$b = (1 - 0,17) \frac{1}{2} 270^2 + (1 + 0,17) 200^2 = 10,73 \cdot 10^4 \text{ см}^2;$$

$$c = \frac{2,4 \cdot 10^5}{1,12 \cdot 10^5} (270^2 - 200^2) (1 + 0,15) = 8,108 \cdot 10^4 \text{ см}^2;$$

$$t = 0, \Phi_t = 0;$$

$$t = 0,5 \text{ сут } \Phi_t = 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^{-5} (1 - e^{-100 \cdot 0,5}) + \left( \frac{1,12 \cdot 10^5}{0,61 \cdot 10^5} - 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^{-5} - 1 \right) \frac{0,5}{0,135 + 0,5} = 0,766;$$

$$t = 1 \text{ сут, } \Phi_t = 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^{-5} (1 - e^{-101 \cdot 1}) + \left( \frac{1,12 \cdot 10^5}{0,61 \cdot 10^5} - 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^{-5} - 1 \right) \frac{1}{0,135 + 1} = 0,796$$

и так далее.

$$t = 0, B_1 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + 8,108 \cdot 10^4 (1 + 0)} = 0,425;$$

$$t = 0,5 \text{ сут, } B_1 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + 8,108 \cdot 10^4 (1 + 0,766)} = 0,319;$$

$$t = 1 \text{ сут, } B_1 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + 8,108 (1 + 0,796)} = 0,316$$

и так далее;

$$t = 0, \quad \frac{\sigma_\theta(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,425)}{270^2 - 200^2} = 1,55;$$

$$t = 0,5 \text{ сут, } \frac{\sigma_\theta(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,319)}{270^2 - 200^2} = 2,018;$$

$$t = 1 \text{ сут, } \frac{\sigma_\theta(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 3,16)}{270^2 - 200^2} = 2,031$$

и так далее;

Результаты вычислений представлены в табл. 24 и на рис. 44.

Таблица 24

$t, \text{ сут}$	0	0,5	1	3	10	$\infty$
$\sigma_\theta(t)/p$	1,55	2,018	2,03	2,04	2,05	2,05

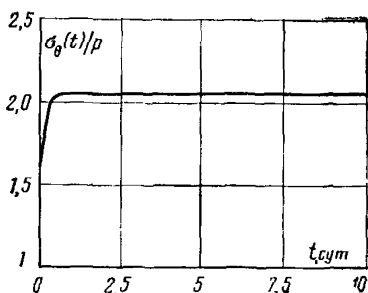


Рис. 44. Изменение во времени кольцевых напряжений на внутреннем контуре обделки

Таким образом, ползучесть скального массива приводит к росту во времени тангенциальных напряжений на внутреннем контуре обделки. Расчет трещиновой обделки следует вести на максимальное напряжение при  $t \rightarrow \infty$ .

При отсутствии параметров ползучести скальных пород, определенных экспериментально, их ориентировочную величину можно установить, используя график на рис. 4.11.

Дано:  $v_p = 5,5 \cdot 10^3 \text{ м/с}$ .

По графику рис. 4.11, используя ключ (линия 5), определяем:

$$E_0 = 7 \cdot 10^4 \text{ кгс/см}^2; E_\infty = 4,5 \cdot 10^4 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\theta = 0,6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^2/\text{кгс}; T = 0,185 \text{ сут}; \lambda = 120 \text{ 1/сут.}$$

**Пример 6. Расчет напряженного состояния трещиностойкой бетонной обделки напорного туннеля от действия внутреннего давления с учетом ползучести бетона**

Произвести расчет изменения во времени кольцевых (тангенциальных) растягивающих напряжений  $\sigma_{\theta}(t)$  на внутреннем контуре бетонной обделки на портландцементе, расположенной в однородном массиве доломитизированного известняка хорошей сохранности, ползучесть которого можно пренебречь.

**Исходные данные:**

$$r_1 = 200 \text{ см}; r_2 = 270 \text{ см}; E_1 = 2,4 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2 \\ (\text{бетон марки М 200}); \nu_1 = 0,17; \beta = 0,95 \cdot 10^{-5} \text{ см}^2/\text{кгс}; \\ \alpha = 0,03 \text{ 1/сут}; E_0 = 1,12 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; \nu = 0,15.$$

**Расчет**

Определение величины  $\sigma_{\theta}(t)$  (в долях внутреннего напора  $p$ ) выполняется согласно п. 4.40. Расчетная схема приведена на рис. 43. Последовательность вычислений:

$$b = (1 - 0,17) 270^2 + (1 + 0,17) 200^2 = 10,73 \cdot 10^4 \text{ см}; \\ c = \frac{2,4 \cdot 10^5}{1,12 \cdot 10^5} (270^2 - 200^2) (1 + 0,15) = 8,108 \cdot 10^4 \text{ см}; \\ t = 0, D_t = 0; \\ t = 0,5 \text{ сут}, D_t = 0,95 \cdot 10^{-5} \cdot 2,4 \cdot 10^5 (1 - e^{-0,03 \cdot 0,5}) = 0,0342; \\ t = 1 \text{ сут}, D_t = 0,95 \cdot 10^{-5} \cdot 2,4 \cdot 10^5 (1 - e^{-0,03 \cdot 1}) = 0,0682$$

и так далее;

$$t = 0, B_2 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + \frac{8,108 \cdot 10^4}{1 + 0}} = 0,425; \\ t = 0,5 \text{ сут}, B_2 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + \frac{8,108 \cdot 10^4}{1 + 0,034}} = 0,431; \\ t = 1 \text{ сут}, B_2 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + \frac{8,108}{1 + 0,068}} = 0,437$$

и так далее;

$$t = 0, \frac{\sigma_{\theta}(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,425)}{270^2 - 200^2} = 1,55; \\ t = 0,5 \text{ сут}, \frac{\sigma_{\theta}(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,431)}{270^2 - 200^2} = 1,52; \\ t = 1 \text{ сут}, \frac{\sigma_{\theta}(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,437)}{270^2 - 200^2} = 1,50$$

и так далее.

Таблица 25

$t$ , сут	0	0,5	1	3	10	20	100	200	$\infty$
$\sigma_{\theta}(t)/\rho$	1,55	1,52	1,5	1,38	1,11	1,02	0,75	0,73	0,73

Результаты вычислений представлены в табл. 25 и на рис. 45.

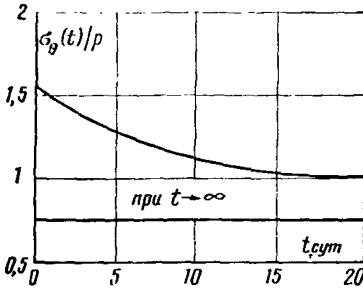


Рис. 45. Изменение во времени кольцевых напряжений на внутреннем контуре обделки

Таким образом, ползучесть бетона (в тех случаях, когда ползучесть скальных пород незначительна) приводит к снижению тангенциальных напряжений в обделке. В то же время максимальное напряжение имеет место в момент создания напора, и его следует принимать за расчетную величину.

Если напор в туннеле поднимается постепенно (в течение нескольких недель или месяцев), возможно значительное снижение максимального тангенциального напряжения, и тогда расчет ведется согласно п. 4.42.

В тех случаях, когда постепенный подъем давления в туннеле не может быть осуществлен, при надлежащем обосновании могут быть снижены коэффициенты запаса на особое сочетание нагрузок, так как после прохождения определенного времени с момента нагружения туннеля даже значительное повышение давления в туннеле (на 30—50%) не приводит к перенапряжению в обделке.

#### Пример 7. Расчет напряженного состояния трещиностойкой бетонной обделки напорного туннеля от действия внутреннего давления с учетом ползучести бетона и скального массива

Произвести расчет изменения во времени кольцевых (тангенциальных) растягивающих напряжений  $\sigma_{\theta}(t)$  на внутреннем контуре кольцевой бетонной обделки на портландцементе, расположенной в однородном массиве доломитизированного известняка хорошей сохранности. В расчете необходимо учесть ползучесть бетона и скального массива.

Расчетная схема приведена на рис. 43.

Исходные данные:

$$r_1 = 200 \text{ см}; r_2 = 270 \text{ см}, E_1 = 2,4 \cdot 10^5; \nu_1 = 0,17;$$

$$\rho = 0,95 \cdot 10^{-5} \text{ см}^2/\text{кгс}; \alpha = 0,03 \text{ 1/сут.}$$

Параметры ползучести породы определяем по табл. 4.5.

$$E_0 = 1,12 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; E_\infty = 0,61 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; \nu = 0,15;$$

$$\theta = 0,45 \cdot 10^{-5} \text{ см}^2/\text{кгс}; \lambda = 100 \text{ 1/сут}; T = 0,135 \text{ сут.}$$

### Расчет

Определение величины  $\sigma_\theta(t)/p$  выполняется согласно п. 4.41.

Последовательность вычислений:

$$b = (1 - 0,17) 270^2 + (1 + 0,17) 200^2 = 10,73 \cdot 10^4 \text{ см};$$

$$c = \frac{2,4 \cdot 10^5}{1,12 \cdot 10^5} (270^2 - 200^2) (1 + 0,15) = 8,108 \cdot 10^4 \text{ см};$$

$$t = 0, \Phi_t = 0;$$

$$t = 0,5 \text{ сут, } \Phi_t = 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^5 (1 - e^{-100 \cdot 0,5}) + \left( \frac{1,12 \cdot 10^5}{0,61 \cdot 10^5} - 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^{-5} - 1 \right) \frac{0,5}{0,135 + 0,5} = 0,766;$$

$$t = 1 \text{ сут, } \Phi_t = 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^5 (1 - e^{-100 \cdot 1}) + \left( \frac{1,12 \cdot 10^5}{0,61 \cdot 10^5} - 1,12 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 10^{-5} - 1 \right) \frac{1}{0,035 + 1} = 0,796$$

и так далее;

$$t = 0, D_t = 0;$$

$$t = 0,5 \text{ сут, } D_t = 0,95 \cdot 10^{-5} \cdot 2,4 \cdot 10^5 (1 - e^{-0,03 \cdot 0,5}) = 0,0342;$$

$$t = 1 \text{ сут, } D_t = 0,95 \cdot 10^{-5} \cdot 2,5 \cdot 10^5 (1 - e^{-0,03 \cdot 1}) = 0,068$$

и так далее;

$$t = 0, B_3 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + 8,108 \cdot 10^4 \left( \frac{1 + 0}{1 + 0} \right)} = 0,425;$$

$$t = 0,5 \text{ сут, } B_3 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + 8,108 \cdot 10^4 \left( \frac{1 + 0,766}{1 + 0,0342} \right)} = 0,326;$$

$$t = 1 \text{ сут, } B_3 = \frac{2 \cdot 200^2}{10,73 \cdot 10^4 + 8,108 \left( \frac{1 + 0,796}{1 + 0,068} \right)} = 0,328$$

и так далее;



$$t = 0, \quad \frac{\sigma_{\theta}(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,425)}{270^2 - 200^2} = 1,55;$$

$$t = 0,5 \text{ сут}, \quad \frac{\sigma_{\theta}(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,327)}{270^2 - 200^2} = 1,99;$$

$$t = 1 \text{ сут}, \quad \frac{\sigma_{\theta}(t)}{p} = \frac{200^2 + 270^2 (1 - 2 \cdot 0,328)}{270^2 - 200^2} = 1,98$$

и так далее;

Результаты вычислений представлены в табл. 26 и на рис. 46.

Таблица 26

$t, \text{сут}$	0	0,5	1	3	10	20	100	200	$\infty$
$\sigma_{\theta}(t)/p$	1,55	1,99	1,98	1,9	1,71	1,47	1,31	1,09	1,09

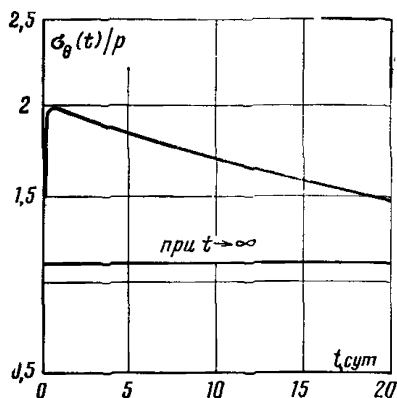


Рис. 46. Изменение во времени кольцевых напряжений на внутреннем контуре обделки

Анализ расчетов показывает, что в зависимости от размеров сооружений и соотношения параметров ползучести скального массива и бетона обделки характер изменения ее напряженного состояния во времени может существенно меняться.

Возможные случаи изменения во времени тангенциального напряжения на внутреннем контуре обделки представлены на рис. 47.

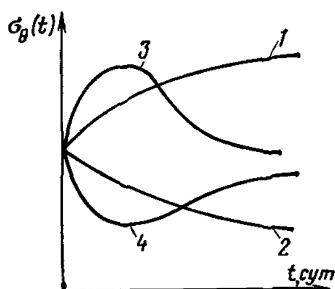


Рис. 47. Изменение во времени кольцевых напряжений на внутреннем контуре обделки в зависимости от соотношений параметров ползучести и размеров сооружений

1 — ползучесть материала обделки не существенна; 2 — ползучесть окружающего массива не существенна; 3 — скорость развития ползучести породы на начальном этапе преобладает над скоростью ползучести материала обделки; 4 — скорость развития ползучести материала обделки преобладает над скоростью ползучести породы

В случаях 2, 3, 4 (рис. 47) учет постепенности подъема давления в туннеле позволяет снизить максимальные тангенциальные напряжения в обделке. В условиях постепенного подъема внутреннего давления в туннеле до эксплуатационного расчет выполняется согласно п. 4.42.

### Пример 8. Расчет напорного туннеля, проходящего в неоднородной среде, по стержневой расчетной схеме

Объект расчета тот же, что в примере 4 (см. рис. 40), но другая расчетная схема (как показано на рис. 48). Стержни 1—25, 2—26, 3—27 ... моделируют как радиальный, так и касательный отпор породы. Продольная жесткость этих стержней принята согласно

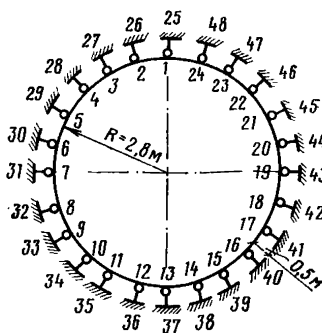


Рис. 48. Расчетная схема

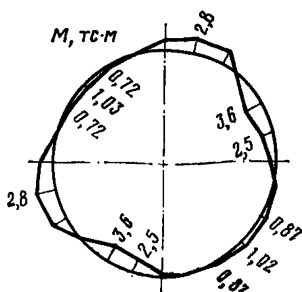


Рис. 49. Эпюра изгибающих моментов

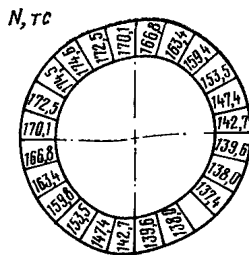


Рис. 50. Эпюра нормальных сил

п. 4.21 для имитации радиального отпора, а изгибная — для имитации касательного отпора (см. п. 4.15). Изгибающие моменты и продольные усилия в трещиностойкой обделке под действием внутреннего давления  $10 \text{ кгс/см}^2$  показаны на рис. 49 и 50.

В силу принципиального различия расчетных схем сравнение с примером 4 по  $M$  и  $N$  не является показательным. В табл. 27 сопоставлены вычисленные по результатам примеров 4 и 8 наиболее важные значения — кольцевые растягивающие напряжения (в  $\text{кгс/см}^2$ ) на внутренней поверхности обделки.

Таблица 27

Номера примеров	Кольцевые растягивающие напряжения, $\text{кгс/см}^2$ , в точках						
	1	3	5	7	23	25	19
4	15	18	16	16	13	14	13
8	17	17,4	17,3	17	16,3	15,3	14,3

### Пример 9. Расчет железобетонной обделки туннеля с учетом перераспределения усилий при трещинообразовании

Расчет туннеля выполняется для участка слабых раздробленных пород ( $f_{кр} = 4 \div 6$ ,  $K_0 = 250 \text{ кгс/см}^2$ ), представленных переслаивающимися алевролитами и песчаниками, которые передают на обделку вертикальное горное давление интенсивностью  $6,35 \text{ тс/м}^2$ . Массив пород в период эксплуатации (после возведения обделки и наполнения водохранилища) обводнен. Максимальный уровень грунтовых вод (УГВ) с учетом дренажных мероприятий не превышает 4 м над шельгой или 14 м над лотком обделки.

На рис. 51 приведена конструкция обделки из бетона марки М 250, а также схема расположения продольной рабочей арматуры, подобранной по упругому расчету на нагрузки от горного давления и максимального УГВ.

На рис. 52 представлена расчетная схема обделки, статический расчет которой производится согласно гл. 4.

Расчет обделки с перераспределением усилий при образовании и развитии трещин выполняется шагово-итерационным методом по программе КРОТ (см. прил. 25) в предположении постепенного подъема УГВ от нуля до максимального положения. Для каждого положения УГВ (нагрузка от горного давления принимается неизменной), задача решается методом последовательных приближений, который состоит в следующем. Усилия, полученные из расчета упругой системы, принимаются в качестве первого приближения. Затем для элементов обделки, разбитых на отдельные участки (см. рис. 52), по найденным усилиям подсчитываются жесткости, при этом появление трещин в зоне действия максимальных изгибающих моментов может существенно снизить изгибную жесткость конструкции. Далее вновь рассчитывается система с измененными жесткостями. По полученным усилиям корректируются жесткости и производится новый расчет. Расчеты повторяются до тех пор, пока разница в моментах между последующим и предыдущим расчетом не будет меньше установленной величины. Для каждого шага (шаг нагрузки соответствует УГВ), начиная со второго, исходная жесткость конструкции берется из предыдущего этапа расчета.

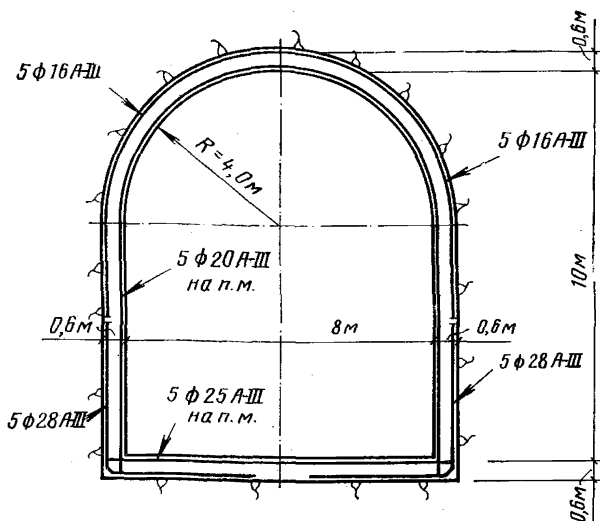


Рис. 51. Схема конструкции

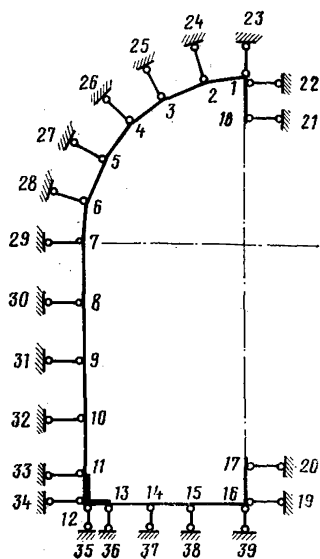


Рис. 52. Расчетная схема

В табл. 28 представлены результаты расчета обделки туннеля в упругой и неупругой (с учетом образования трещин) постановке.

Для сечений обделки туннеля, в которых возможно образование трещин, приведены значения величин моментов и ширины раскрытия трещин.

Из анализа табл. 28 видно, что при подъеме УГВ до 8,4 м над лотком в обделке трещины отсутствуют. Можно считать, что материал обделки на этом этапе нагружения работает упруго.

Таблица 28

УГВ над лотком обделки, м	Сечение 8				Сечение 11			
	упругий расчет		неупругий расчет		упругий расчет		неупругий расчет	
	$MУ$ , тм	$a_T^У$ , мм	$M^{н.У}$ , тм	$a_T^{н.У}$ , мм	$MУ$ , тм	$a_T^У$ , мм	$M^{н.У}$ , тм	$a_T^{н.У}$ , мм
0	4,52	—	4,52	—	-23,12	—	-23,12	—
3,25	2,76	—	2,76	—	-14,4	—	-14,4	—
6,25	4,38	—	4,38	—	-23,4	—	-23,4	—
8,4	4,67	—	8,61	—	-33,18	0,046	-28,2	0,025
10	12,37	—	14,0	—	-43,45	0,088	-39,53	0,069
11	16,6	—	18,9	—	-49,65	0,113	-44,41	0,087
12	20,88	—	23,37	—	-55,71	0,135	-50,13	0,109
13	25,17	—	27,68	0,063	-61,78	0,156	-56,24	0,131
14	29,46	0,068	29,2	0,066	-67,85	0,175	-63,76	0,157

Продолжение табл. 28

УВГ над лотком обделки, м	Сечение 13				Сечение 15			
	упругий расчет		неупругий расчет		упругий расчет		неупругий расчет	
	$MУ$ , тм	$a_T^У$ , мм	$M^{н.У}$ , тм	$a_T^{н.У}$ , мм	$MУ$ , тм	$a_T^У$ , мм	$M^{н.У}$ , тм	$a_T^{н.У}$ , мм
0	-15,25	—	-15,25	—	6,5	—	6,5	—
3,25	-10,84	—	-10,84	—	6,45	—	6,45	—
6,25	-19,5	—	-19,5	—	12,16	—	12,16	—
8,4	-29,3	0,044	-26,6	—	17,48	—	20,19	—
10	-39,61	0,09	-36,62	0,069	22,3	—	25,29	—
11	-45,7	0,118	-41,51	0,089	23,32	—	27,51	—
12	-51,89	0,143	-47,51	0,113	24,25	—	28,63	0,037
13	-58,07	0,167	-54,05	0,137	25,18	—	29,21	0,034
14	-64,26	0,188	-61,04	0,167	26,11	—	29,33	0,032

УГВ над лотком обделки, м	Сечение 16			
	упругий расчет		неупругий расчет	
	$M_Y$ , тм	$a_T^Y$ , мм	$M^{н.у.}$	$a_T^{н.у.}$ , мм
0	4,91	—	4,91	—
3,25	7,73	—	7,73	—
6,25	16,1	—	16,1	—
8,4	23,3	—	26,6	0,043
10	30	0,069	32,98	0,085
11	31,9	0,076	36,09	0,1
12	33,71	0,081	38,09	0,106
13	35,53	0,086	39,55	0,106
14	37,34	0,091	40,56	0,108

При подъеме УГВ, начиная с 8,4 м и до 14 м над лотком обделки, конструкция туннеля переходит во второй этап работы — в ней постепенно образуются трещины в растянутой зоне бетона, начинается перераспределение внутренних усилий. Первоначально перераспределение осуществляется за счет образования трещин в сечениях 11, 13 и 16 (см. рис. 52). В дальнейшем по мере роста нагрузки начинают образовываться трещины в сечениях 8 и 15. Следует отметить, что наиболее интенсивное перераспределение внутренних усилий осуществляется в зонах действия максимальных изгибающих моментов разных знаков, которые как бы разгружают друг друга. Это обстоятельство объясняется снижением жесткости конструкции обделки туннеля.

#### Пример 10. Расчет туннеля кругового очертания на воздействие продольной сейсмической волны

Расчет проводится по методике пп. 4.68—70 при следующих исходных данных:  $\lambda=0,4$ ;  $\gamma_n=2,6$  тс/м<sup>3</sup>;  $k_c=0,05$  (8 баллов);  $c_1=4300$  м/с;  $T_0=0,21$  с.

Согласно п. 4.68, нормальные напряжения вдали от туннеля по площадкам, перпендикулярным направлению волны:

$$p = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \gamma_n c_1 T_0 = 18,7 \text{ тс/м}^2.$$

Величины  $p$  и  $\lambda p$  в полярных координатах можно представить в виде

$$p = \pm (13,1 + 5,6 \cos 2\theta), \text{ тс/м}^2;$$

$$\lambda p = \mp 5,6 \sin 2\theta \text{ тс/м}^2.$$

Расчет выполнен на ЭВМ БЭСМ-6 по программе ПЛУТОН (см. п. 4.46 и прил. 25).

Рассмотрено трехслойное кольцо: внутреннее кольцо — бетонная обделка, промежуточное — слой нарушенной (ослабленной) породы, внешнее — массив ненарушенной породы. Геометрические и деформационные характеристики колец приведены на рис. 53 и в распечатке исходных данных. Развернутый угол ( $180^\circ$ ), начиная с вертикали, поделен на восемь частей, т. е. результаты выдаются с шагом  $22,5^\circ$ .

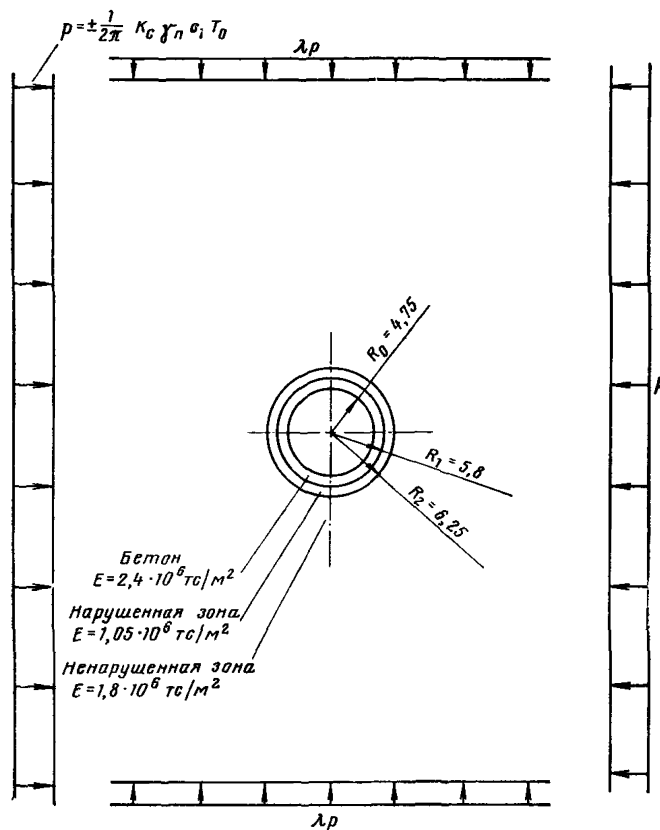


Рис. 53. Расчетная схема

Последовательно выпечатываются колонки  $u_r$ ,  $u_\theta$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\tau_{r\theta}$ ,  $\sigma_{\max}$ ,  $\sigma_{\min}$ ,  $\tau_{\max}$ .

Основные размерности исходных данных и результатов: единица длины — м, единица силы — тс. Распечатки исходных данных и результатов расчета приведены ниже.

Максимальное по абсолютной величине напряжение от действия продольной сейсмической волны  $\sigma_{\theta,1} = \pm 56,7 \text{ тс/м}^2$ . Для данного туннеля определяющей нагрузкой является внешнее гидростатическое давление подземных вод, приводящее к появлению сжимающих напряжений на внутреннем контуре обделки  $\sigma_{\theta,2} = -900 \text{ тс/м}^2$ . Расчет

обделки на внешнее гидростатическое давление здесь не производится.

Проверка прочности заключается в проверке неравенства  $|\sigma_{\theta 1}| + |\sigma_{\theta 2}| \leq R_{\text{пр}} \frac{m m_{\text{кр}}}{k_n n_c}$ , где  $m$ ,  $k_n$ ,  $n_c$  определяют по 2.4,  $m_{\text{кр}}$  — по 4.74. В данном случае  $k_n = 1,25$ ;  $n_c = 0,9$ ;  $m = 1$ ;  $m_{\text{кр}} = 1,2$ ;  $R_{\text{пр}} = 900$  тс/м<sup>2</sup>;

$$R_{\text{пр}} \frac{m m_{\text{кр}}}{k_n n_c} = 960 \text{ тс/м}^2.$$

В данном случае условие прочности выполнено.

При отсутствии внешнего гидростатического давления и при отсутствии внутреннего напора возникающие от сейсмического давления растягивающие напряжения на внутреннем контуре обделки  $|\sigma_{\theta 2}|$  неопасны для прочности обделки.

### Программа Плутон

Вариант: номер 140403

Шифр задачи: 13111

#### Исходные данные

Номер кольца	Радиус	Модуль упруг.	Кэффци. Пуассона
0	4.750		
1	5.800	2400000	0.150
2	6.250	1050000	0.260
3	12.000	1800000	0.280

*Продолжение*

Номер кольца	Кэффци. анизотр.	Модуль сдвига	Число делений	Контакт
0				
1	1.0000	1043478	1	1
2	1.0000	416667	1	1
3	1.0000	703125	1	



## Нагрузки

N	M	Давление			Зазоры (натяги)	
		радиальное	окружное 1	окружное 2	радиальный	окружный
0	0	0.00000+00				
0	1	0.00000+00				
0	2	0.00000+00				
1	0	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00
1	1	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00
1	2	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00
2	0	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00
2	1	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00
2	2	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00
3	0	1.30000+01	0.00000+00	0.00000+00		
3	1	0.00000+00	0.00000+00	0.00000+00		
3	2	5.60000+00	0.00000+00	-5.60000+00		

Результаты расчета

Радиус	Угол	UR	UT	SR	ST
4.750	0	1.15442—04	0.00000+00	—5.82077—11	4.26118+00
	1	9.89082—05	—3.79001—05	—4.36557—11	1.19444+01
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	8	1.15442—04	—1.83775—15	—5.82077—11	4.26118+00
5.800	0	1.15322—04	0.00000+00	2.95474+00	1.17567+01
	1	9.85564—05	—3.13888—05	3.55983+00	1.57740+01
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	8	1.15322—04	—1.52202—15	2.95474+00	1.17567+01
.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	
12.000	0	1.33979—04	0.00000+00	1.35254+01	8.99151+00
	1	1.14067—04	—3.92628—05	1.27818+01	1.07553+01
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	8	1.33979—04	—1.90383—15	1.35254+01	8.99151+00

## Результаты расчета

TAY	SMAX	SMIN	TMAX
0.00000+00	4.26118+00	-5.09317-11	2.13059+00
-5.82077-11	1.19444+01	-4.36557-11	5.97218+00
⋮	⋮	⋮	⋮
0.00000+00	4.26118+00	-5.09317-11	2.13059+00
<hr/>			
0.00000+00	1.17567+01	2.95474+00	4.40098+00
-4.38856+00	1.71873+01	2.14654+00	7.52037+00
⋮	⋮	⋮	⋮
-2.12799-10	1.17567+01	2.95474+00	4.40098+00
<hr/>			
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
<hr/>			
0.00000+00	1.35254+01	8.99151+00	2.26694+00
-4.89285+00	1.67652+01	6.77188+00	4.99666+00
⋮	⋮	⋮	⋮
-2.37251-10	1.35254+01	8.99151+00	2.26694+00

**АННОТИРОВАННЫЙ ПЕРЕЧЕНЬ ПРОГРАММ,  
РЕКОМЕНДУЕМЫХ К ИСПОЛЬЗОВАНИЮ  
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ  
ОБДЕЛОК ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ**

**Статический расчет туннельных обделок  
(программа ТК-1А)**

Тип ЭВМ — БЭСМ-4. Назначение программы — определение усилий от статических нагрузок, действующих на обделку произвольной конфигурации (замкнутую или незамкнутую). Расчет выполняется по схеме стержневой конструкции в среде, подчиняющейся гипотезе Винклера. Среда заменяется отдельными упругими опорами, перпендикулярными к оси обделки и воспринимающими только сжимающие усилия.

Требуется геометрическая симметрия обделки относительно вертикальной оси. Программа не учитывает сил трения между обделкой и породой.

Исходными данными являются координаты точек оси обделки, толщины обделки и коэффициенты упругого отпора в этих точках, проекции интенсивностей нагрузки, модуль упругости и объемный вес бетона, гидростатический напор.

Результаты расчета — изгибающие моменты, нормальные силы и реакции среды в указанных точках.

Время счета одного варианта — 3—5 мин.

Программа написана на языке АЛГОЛ-60.

Авторы программы — М. М. Пашенко, Е. Г. Пикус (Гидропроект).

Авторы алгоритма — С. Б. Христов, Е. Г. Пикус.

**Статический расчет туннельных обделок  
(программа РООТКС)**

Тип ЭВМ — ЕС. Назначение программы — определение усилий от статических нагрузок, действующих на обделку. Расчет выполняется по схеме стержневой конструкции в среде, подчиняющейся гипотезе Винклера. Среда заменяется отдельными упругими опорами, перпендикулярными к оси обделки и воспринимающими только сжимающие усилия.

Обделка должна быть симметрична относительно вертикальной оси. Программа не учитывает сил трения между породой и обделкой.

Возможен учет шарниров (в том числе и упругопластических) в обделке, что позволяет вести расчеты сборных конструкций крепи и автоматизировать расчеты обделок по предельным состояниям.

Исходными данными являются координаты точек оси обделки, толщины обделки и коэффициенты упругого отпора в этих точках, проекции интенсивностей распределенной нагрузки, модуль упругости и объемный вес бетона, гидростатический напор.

Результаты расчета — изгибающие моменты, нормальные силы и реакции среды в указанных точках.

Время счета одного варианта на ЕС1020 — около 3 мин.

Программа написана на языке ФОРТРАН.

Автор программы — Е. Г. Пикус (Гидропроект).

Авторы алгоритма — С. Б. Христов, Е. Г. Пикус.

## Программа расчета стержневых систем МАРСС ЕС-76

Тип ЭВМ — ЕС (модель ЕС-1020 и выше) при использовании операционной системы ДОС. Назначение программы — расчет произвольных плоских и пространственных стержневых систем на любые статические и температурные воздействия, определение частот и форм собственных колебаний, расчет на сейсмические воздействия по главе СНиП II-A.12-69\*.

Расчет выполняется методом перемещений.

Исходная информация записывается в табличной форме на языке ВХОД [20] и включает координаты узлов, список стержней с указанием их жесткостей и способов опирания, нагрузки и некоторые другие данные.

Результаты расчета (усилия в стержнях, перемещения узлов и др.) печатаются в табличной форме.

Программа написана на языке Ассемблера.

Максимальное число узлов: для пространственной системы 1000, для плоской 2000.

Автор алгоритма и программы — Л. С. Якобсон (ЦНИПИАСС).

Программа включена в отраслевой фонд алгоритмов и программ Госстроя СССР (вып. 1-230).

## Программа расчета плоских и пространственных стержневых систем МАРСС-107

Тип ЭВМ — «Минск-22» (можно использовать «Минск-32» в режиме «Совместимость»). Назначение программы — расчет произвольных плоских и пространственных стержневых систем на любые статические и температурные воздействия.

Программа основана на одном из вариантов условно-экстремального принципа (можно трактовать как вариант смешанного метода), что позволило полностью автоматизировать расчет, упростить и сократить объем исходной информации.

Исходные данные близки к минимально необходимым и включают координаты узлов, список стержней с указанием их жесткостей и способов опирания (которые могут быть любыми), величины и направления нагрузок и некоторые другие данные.

Результаты расчета — усилия и моменты во всех стержнях, перемещения заданных точек, огибающие эпюры (по нескольким загрузкам), частоты и формы собственных колебаний и др.

Программа написана в кодах «Минск-22».

Максимальное число узлов (ориентировочно): 500 для пространственных, 1000 для плоских систем.

Время счета конструкции с небольшим числом узлов (20—40) — 2—10 мин, для конструкции средней сложности — 40—100 мин.

Авторы программы — Л. С. Якобсон (ЦНИПИАСС).

Авторы алгоритма — Л. С. Якобсон, Р. А. Резников.

Программа включена в отраслевой фонд алгоритмов и программ Госстроя СССР.

## Программа расчета пространственных стержневых систем ЭКСПРЕСС-32

Тип ЭВМ — «Минск-22» (можно использовать «Минск-32» в режиме «Совместимость»). Назначение программы — расчет произвольных плоских и пространственных стержневых систем.

В программе реализован метод перемещений при учете изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил. Система линейных канонических уравнений решается методом исключения с учетом ленточности.

Исходные данные включают сведения о геометрических размерах и структуре конструкции, узловых и местных нагрузках.

Результаты расчета — перемещения узлов и усилия в стержнях.

Программа написана в кодах «Минск-22».

Максимальное число узлов (ориентировочно) 600. Время счета конструкции из 300—400 стержней на 5—6 загрузений — 40—50 мин.

Авторы алгоритма и программы — А. С. Городецкий, В. Э. Павловский, А. В. Горбовец (Гипрохиммаш, Киев).

Программа включена в отраслевой фонд алгоритмов и программ Госстроя СССР (вып. 1-156).

### **Система автоматизации расчетов стержневых конструкций (СМ-5)**

Тип ЭВМ — «Минск-22» (можно использовать «Минск-32» в режиме «Совместимость»). Программа СМ-5 предназначена для расчета любых плоских стержневых систем (ферм, рам, арок, комбинированных систем и т. п.) по методу сил. Она дает также возможность рассчитать некоторые типы пространственных систем, конструкций на упругом основании (не только по гипотезе Винклера), с односторонними связями и пр. Система включает в себя блоки динамического расчета.

Программа автоматизирует все этапы расчета методом сил, кроме выбора основной системы.

Исходные данные — геометрические размеры, жесткости, данные о структуре конструкции и основной системе, нагрузки.

Результаты расчета — усилия и перемещения (или их линии влияния), частоты и формы собственных колебаний и др.

Максимальная степень статической неопределимости — 127. Время счета — 2—40 мин.

Программа написана в кодах «Минск-22».

Авторы программы — Р. А. Резников, В. У. Курдина (Гипротис). Автор алгоритма — Р. А. Резников.

Программа включена в отраслевой фонд алгоритмов и программ Госстроя СССР (вып. 1-98, 1-99).

### **Программа расчета плоских стержневых систем методом сил СМ-4М220**

Тип ЭВМ — «М-220». Назначение программы, алгоритм, исходные данные, результаты — в основном совпадают с программой СМ-5.

Максимальная степень статической неопределимости — 85. Время счета — 2—30 мин.

Автор программы — О. М. Кузнецов (ВНИИГ).

Автор алгоритма — Р. А. Резников; дополнения сделаны В. М. Голицыной (Ленгидропроект).

### **Расчет плоских стержневых систем методом перемещений (РПСС)**

Тип ЭВМ — БЭСМ-4. Программа РПСС осуществляет расчет любых плоских стержневых систем, автоматизируя все этапы вычислений.

Алгоритм основан на методе перемещений.

Исходные данные — координаты узлов, характеристики примающих к каждому узлу стержней, типы их закреплений, жесткости, нагрузки, количество неизвестных метода перемещений, ширина ленты системы канонических уравнений.

Результаты расчета — перемещения всех узлов и усилия во всех стержнях.

Автор алгоритма и программы — В. Н. Шевченко (Киев-ЗНИИЭП).

### **Программа расчета многослойного упругого ортотропного кольца (ПРОК)**

Тип ЭВМ — БЭСМ-6. Назначение программы: решение осесимметричной задачи плоского напряженного состояния или плоской деформации многослойного анизотропного кольца. Эта расчетная схема может отразить разнообразные варианты работы напорных туннелей и трубопроводов, составных вращающихся дисков, прессовой посадки цилиндрических деталей и других строительных и машиностроительных конструкций.

Для каждого кольца ставится задача Ламе, обобщенная на анизотропный случай. Неизвестные внешнее и внутреннее давления находятся из решения системы линейных уравнений с матрицей тридиагонального вида. Коэффициенты и свободные члены системы зависят от геометрических и упругих параметров колец и внешних воздействий.

Исходные данные: число колец, радиусы колец, внешние давления на границах колец (вместо внутреннего и внешнего давлений могут быть заданы смещения), модули упругости и коэффициенты Пуассона для каждого кольца, число делений для каждого кольца, в полученных узловых точках печатаются выходные значения, зазоры (натяги) между кольцами, функции массовых сил для любого кольца.

Результаты расчета: перемещения, радиальные и тангенциальные напряжения, вычисленные в узловых точках, их эпюры, а также приведенный модуль и коэффициент удельного отпора.

Программа написана на языке АЛГОЛ-60 применительно к транслятору АЛГОЛ-БЭСМ-6.

Время счета одного варианта — до 10 с.

Программа занимает 6К слов.

Автор программы — М. Х. Каплан (НИС Гидропроекта).

### **Программа решения задач теории упругости методом конечных элементов (МИРАЖ)**

Тип ЭВМ — «Минск-22» (можно использовать «Минск-32» в режиме «Совместимость»). Назначение программы — расчет стержневых систем, плит, плит на упругом основании, балок-стенок и других плоских задач теории упругости, массивных тел.

Программа реализует метод конечных элементов в перемещениях. Предусмотрено использование суперэлементов для расширения возможностей программы при расчетах систем с большим числом элементов.

Исходные данные — структура системы, типы конечных элементов, жесткостные характеристики, координаты узлов, граничные условия, место приложения и величины нагрузок.

Результаты расчета — перемещения, усилия, напряжения.

Максимальное число неизвестных метода перемещений — 3700.

Авторы алгоритма и программы — А. С. Городецкий, В. Э. Павловский, А. В. Горбовец (Гипрохиммаш, Киев).

Программа включена в Отраслевой фонд алгоритмов и программ Госстроя СССР (вып. 1-200).

### **Программа решения плоской задачи теории упругости методом конечных элементов**

Тип ЭВМ — БЭСМ-6. Назначение программы — исследование напряженно-деформированного состояния конструкций, работающих в условиях плоской задачи теории упругости. Программа позволяет находить перемещения, деформации и напряжения в неоднородных телах произвольного очертания, испытывающих любые статические и температурные воздействия.

Программа реализует вариант метода конечных элементов (в перемещениях), при котором область разбивается на треугольные и четырехугольные элементы и решение отыскивается в классе кусочно-линейных на каждом элементе функций.

Исходные данные включают полное описание геометрических и жесткостных характеристик элементов конструкции, а также нагрузок. Программа предусматривает компактную форму записи исходных данных, не требующую полного ввода регулярной части информации.

Результаты расчета — перемещения узлов и напряжения в центрах элементов.

Программа написана на языке АЛГОЛ-60. Время счета — от нескольких минут до 2—3 ч (для сетки из нескольких тысяч узлов).

Авторы программы — Б. В. Фрадкин, Е. С. Лазаревский (НИС Гидропроекта).

Автор алгоритма — Б. В. Фрадкин.

### **Статический и динамический расчет сооружений по методу конечных элементов**

Тип ЭВМ — М-220. Назначение программы — решение плоской задачи теории упругости.

Программа реализует метод конечных элементов для плоской аппроксимирующей сетки из треугольников.

Исходные данные включают характеристики материала конструкции, координаты узлов, перечень номеров узлов по элементам, составляющие внешних сил в узлах и др.

Результаты расчета — перемещения узлов, главные напряжения, частоты и формы собственных колебаний.

Максимальное число узлов — 999 для статических расчетов и 256 для динамических.

Для статической задачи среднего объема время счета — 1—2 ч.

Авторы алгоритма — Ю. Н. Ефимов, Л. Б. Сапожников, А. П. Троцкий (ВНИИГ).

Автор программы — Ю. Н. Ефимов (ВНИИГ).

### **Программный комплекс STATAS**

Тип ЭВМ — ЕС ЭВМ (модели 1040 и выше), ICL4-50, IBM 360/370 и др. Назначение программы — статический расчет конструкций и сооружений в двух- и трехмерных постановках задачи с



учетом анизотропии среды, физической нелинейности материала, нарушений сплошности среды и других факторов в условиях поэтапного возведения. Программа реализует метод конечных элементов. Используется обширная библиотека элементов, автоматически учитывается поэтапность возведения сооружения.

Исходные данные — стандартные для метода конечных элементов, их подготовка и контроль частично автоматизированы.

Результаты расчета — напряжения, перемещения, параметры зон разрушения, параметры устойчивости блоков по трещинам.

Программа написана на языке ФОРТРАН-IV.

Максимальное число узлов — 2500.

Авторы программ: Т. Л. Бердзенишвили (ВЦ АН ГССР), О. К. Постольская, В. В. Сангугов, С. А. Юфин (МИСИ им. В. В. Куйбышева).

Автор алгоритма — С. А. Юфин.

### Программа FEMSAY-3

Тип ЭВМ — ICL4-50. Назначение программы — решение плоской задачи теории упругости.

Программа реализует метод конечных элементов при использовании треугольных элементов. Возможен учет анизотропии среды и поэтапность возведения сооружения.

Исходные данные — геометрические параметры расчетной схемы, упругие характеристики, нагрузки.

Результаты расчета — напряжения и перемещения.

Программа написана на языке АЛГОЛ-60.

Максимальное число узлов — 1500.

Авторы алгоритма и программы — В. И. Титков, С. А. Юфин (МИСИ им. В. В. Куйбышева).

Программа включена в Государственный фонд алгоритмов и программ СССР, № ПОО 1959, 1979 г.

### Программа ЦНИИС расчета подземных конструкций

Тип ЭВМ — БЭСМ-4. Назначение программы — расчет монолитных и сборных обделок произвольного очертания на статические и сейсмические нагрузки, а также расчет колонных станций метрополитена и других аналогичных подземных конструкций.

В программе используется стержневая расчетная схема; учитывается по Винклеру отпор породы по нормали и по касательной к контуру конструкции. Расчет выполняется методом сил.

Исходные данные — координаты характерных точек и радиусы кривизны по участкам, площади и моменты инерции по участкам, коэффициенты упругого отпора, проекции внешней нагрузки и т. д.

Результаты расчета — изгибающие моменты, нормальные силы, перемещения, реакции среды.

Программа написана в кодах БЭСМ-4.

Авторы алгоритма и программы — В. А. Гарбер, О. А. Бирюков, Н. Е. Маниюкова (ЦНИИС Минтрансстрой).

### Программы расчета обделок по методике НИИОСП

Тип ЭВМ — «Наири», «Минск-22». Назначение программы — расчет замкнутых монолитных обделок некругового поперечного сечения на нагрузки от внутреннего напора воды (для трещиностойких конст-

рукций), от веса воды, заполняющей туннель без напора, от собственного веса обделки и от сейсмического воздействия\*.

Программы применимы для обделок, сооружаемых в прочных изотропных слаботрещинчатых скальных породах при наличии по всему наружному контуру поперечного сечения обделки сцепления со скалой, обеспечивающего передачу нормальных и касательных напряжений.

Расчет основан на решении плоской контактной задачи теории упругости для кольца некруговой формы, подкрепляющего отверстие в однородной изотропной среде в условиях полной совместности перемещений точек кольца и среды по линии контакта.

Исходные данные: модули деформации и коэффициенты Пуассона материала обделки и породы, коэффициенты функции конформного отображения (характеризуют форму поперечного сечения и определяются предварительно графоаналитическим способом), параметры нагрузки.

Результаты расчета: величины контактных напряжений, изгибающих моментов и продольных усилий в заданных сечениях обделки.

Программа для ЭВМ «Наири» написана в кодах, для ЭВМ «Минск-22» — на языке АЛГОЛ.

Авторы программы для ЭВМ «Наири» — В. Г. Гарайчук и Н. Н. Лайкова (НИИОСП), для ЭВМ «Минск-22» — В. Н. Андреева, Л. В. Подливаева, Е. А. Волкова.

Автор алгоритма — Н. Н. Фотиева (НИИОСП).

#### **Программа расчета многослойного ортотропного кольца на несесимметричные нагрузки (ПЛУТОН)**

Тип ЭВМ — БЭСМ-6. Назначение программы: расчет многослойного кольца с радиально-кольцевой анизотропией на нагрузки, зависящие от полярного угла. Эта расчетная схема отражает, в частности, работу туннелей кругового очертания с учетом растрескивания породы и обделки, внешнего и внутреннего гидростатического давления, бытовых напряжений, сейсмического воздействия.

Точное решение задачи получается в результате разделения радиальных и угловых переменных в уравнениях равновесия теории упругости в перемещениях и точного решения обыкновенных дифференциальных уравнений. Нахождение произвольных постоянных при фундаментальных решениях сводится к составлению системы линейных алгебраических уравнений.

Исходные данные: число колец, максимальный порядок тригонометрического полинома, число делений для каждого кольца, число делений по углу, в полученных узловых точках печатаются выходные значения, признаки наличия или отсутствия трения между кольцами, радиусы колец, упругие константы, внешние давления на границах колец (вместо внутреннего и внешнего давлений могут быть заданы смещения), зазоры (натяги) между кольцами.

Результаты расчета: векторы перемещения, тензоры напряжения для полярных осей, главные нормальные и касательные напряжения.

Программа написана на языке АЛГОЛ-60 в рамках мониторной системы «Дубна».

Время счета одного варианта — до 5 мин.

---

\* Авторы алгоритма и программ полагают, что кроме перечисленных воздействий данная методика применима также к расчету на горное давление и внешнее гидростатическое давление.

Программа занимает 7К слов.

Автор программы — М. Х. Каплан (НИС Гидропроекта).

Авторы алгоритма — М. Х. Каплан, Р. А. Резников (НИС Гидропроекта).

### **Программа расчета стержневых систем с односторонними связями (БАРСС)**

Тип ЭВМ — БЭСМ-6. Программа предназначена для расчета плоских стержневых систем с небольшим числом узлов (примерно до 40—50), в частности туннельных обделок. Стержневая система может состоять из прямолинейных стержней, работающих на осевую силу, изгибающий момент и поперечную силу. Любой стержень может присоединяться к узлу или жестко, или шарнирно; кроме того, допустимо соединение, не передающее осевой силы. Нагрузка (сосредоточенные силы или моменты) может прикладываться только в узлах.

Отпор вмещающей упругой среды может учитываться или по Винклеру путем постановки в расчетной схеме упругих опорных стерженьков, или путем прибавления матрицы податливости среды, отражающей произвольную (в пределах упругости) зависимость отпора от перемещений различных точек конструкции.

Программа основана на условно-экстремальном алгоритме расчета стержневых систем.

Исходные данные — сведения о геометрических размерах и структуре конструкции, жесткостях стержней, узловых нагрузках; при необходимости — матрица податливости среды.

Результаты расчета — перемещения узлов и усилия в стержнях.

Программа написана на языке АЛГОЛ.

Авторы программы — Р. А. Резников, А. А. Габитов, Н. Н. Кирилина (НИС Гидропроекта).

Автор алгоритма — Р. А. Резников (НИС Гидропроекта).

### **Расчет железобетонных обделок безнапорных гидротехнических туннелей (КРОТ)**

Тип ЭВМ — БЭСМ-6. Программа КРОТ предназначена для расчета железобетонных обделок туннелей, а также рам и балок (в том числе на упругом основании) в физически нелинейной постановке. Физическая нелинейность обусловлена образованием и развитием трещин в конструкции.

Статический расчет системы с односторонними связями осуществляется с помощью программы БАРСС. Решение, по желанию пользователя, осуществляется итерационным или шагово-итерационным методами. Изменение изгибной жесткости на каждом шаге итераций определяется на основе СНиП по проектированию железобетонных конструкций.

Исходные данные: координаты точек геометрической схемы конструкции; нагрузка, распределенная по узлам конструкции; по желанию пользователя осуществляется автоматизированное распределение нагрузок по узлам для основного вида нагрузок на обделку туннеля (от горного давления, давления подземных вод и собственного веса конструкции); жесткости стержней системы; для каждого сечения конструкции задается его высота, марка бетона, защитный слой, диаметр и класс арматуры.

Результаты расчета: внутренние усилия в сечениях конструкции ( $M$  и  $N$ ), перемещения, напряжения в бетоне и арматуре, ширина раскрытия трещин.

Программа написана на языке ФОРТРАН и АЛГОЛ-ГДР применительно к трансляторам мониторной системы БЭСМ-6.

Программа занимает 5К слов.

Автор алгоритма и программы — В. К. Ксенофонтов (НИС Гидропроекта).

#### **Программа расчета железобетонного элемента с жесткой арматурой на внецентренное сжатие**

Тип ЭВМ — «Наири-К».

Программа предназначена для наиболее характерного для туннельных обделок расчетного случая — внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом элемента прямоугольного сечения при несимметричном расположении жесткой арматуры.

Исходные данные: изгибающий момент и продольная сила, геометрические размеры сечения, расчетные сопротивления бетона, жесткой и стержневой арматуры.

Результаты расчета: требуемая площадь стержневой арматуры или признак, что площадь не требуется.

Программа написана на языке автоматического программирования (АП) ЭВМ «Наири».

Автор программы — Л. Б. Кучумова (НИС Гидропроекта).

Автор алгоритма — Р. А. Резников (НИС Гидропроекта).

#### **Программа расчета анкерной и набрызгбетонной крепей в подземных гидротехнических сооружениях**

Тип ЭВМ — «Наири-К».

Программа предназначена для расчета по методике Оргэнергостроя анкерной и набрызгбетонной крепей в породах с коэффициентом крепости не менее 4.

Исходные данные: пролет и высота стен выработки, стрела свода, угол падения пластов породы, углы внутреннего трения, коэффициент крепости, расчетные сопротивления набрызгбетона и арматурной стали растяжению, типы и размеры анкеров и т. д.

Результаты расчета: основные параметры анкерной крепи и толщина набрызгбетона.

Программа написана на языке автоматического программирования (АП) ЭВМ «Наири».

Автор программы — Л. Б. Кучумова (НИС Гидропроекта).

Алгоритм составлен Л. Б. Кучумовой на основе методики Оргэнергостроя (авторы — И. И. Гроссман, В. М. Мостков).

### *ПРИЛОЖЕНИЕ 26*

#### **ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРИВЕДЕННОГО (ЭФФЕКТИВНОГО) МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ПОРОД ВОКРУГ ПОДЗЕМНОЙ ВЫРАБОТКИ**

1. Ряд методов расчета обделок основан на допущении однородности и изотропности массива горных пород вокруг выработки. Однако в действительности вокруг выработки имеются зоны нарушенной или зацементированной породы. Кроме того, при проведении геофизич-

ческих исследований (например, ультразвуковым способом) обычно выявляется наличие ряда слоев с различными модулями. Для смягчения этого противоречия допускается выполнять расчет по однородной схеме, но с подстановкой приведенного модуля, который определяется из условия равенства перемещений внутреннего контура под действием внутреннего равномерного давления для двух схем (рис. 54):

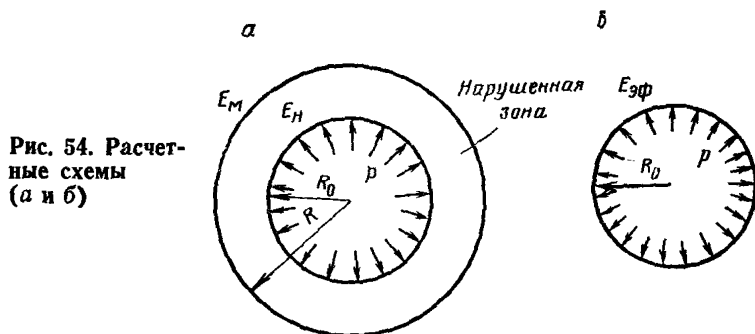


Рис. 54. Расчетные схемы (а и б)

круговое отверстие в однородной бесконечной среде с модулем  $E_{эф}$  и круговое отверстие в среде, состоящей из нескольких круговых концентрических колец с разными модулями.

2. Для двухслойной среды приведенный модуль можно определить одним из трех способов: по графикам (рис. 55, 56), по формулам п. 4 и на ЭВМ по программе ПРОК (см. прил. 25); последний способ целесообразен только при большом числе вариантов.

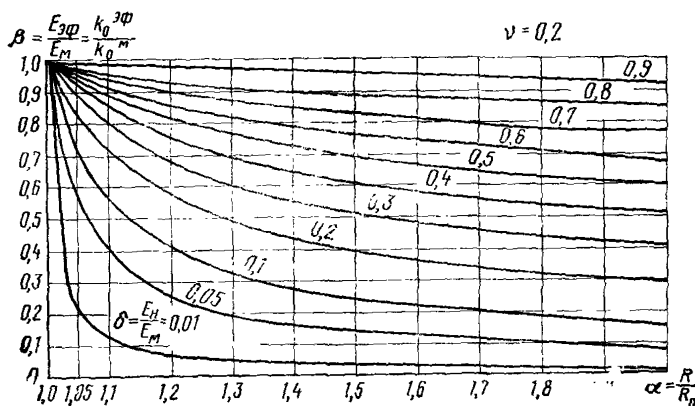


Рис. 55. Графики для определения приведенного модуля при  $\nu = 0,2$

3. Графики (рис. 55, 56) построены для двухслойного кольца при следующих обозначениях. Внутренний радиус круговой выработки  $R_0$ , внешний радиус границы нарушенной зоны  $R \approx R_0 + h_n$  ( $h_n$  — глубина нарушенной зоны, характеризуемой модулем деформации  $E_n$ ). Наружный слой (массив породы) в виде бесконечного кольца с внутренним радиусом  $R$  имеет модуль деформации  $E_M$ .

Коэффициент Пуассона  $\nu$  для обоих слоев считается одинаковым (графики построены для  $\nu=0,2$  и  $0,3$ ).

Графики позволяют определять коэффициент

$$\beta = \frac{E_{\text{эф}}}{E_{\text{м}}} = \frac{K_0^{\text{эф}}}{K_0^{\text{м}}}$$

в зависимости от отношений

$$\alpha = \frac{R}{R_0} \quad \text{и} \quad \delta = \frac{E_{\text{н}}}{E_{\text{м}}},$$

где  $K_0^{\text{эф}}$  и  $K_0^{\text{м}}$  — коэффициенты удельного отпора породы, соответственно эффективные и для ненарушенного массива.

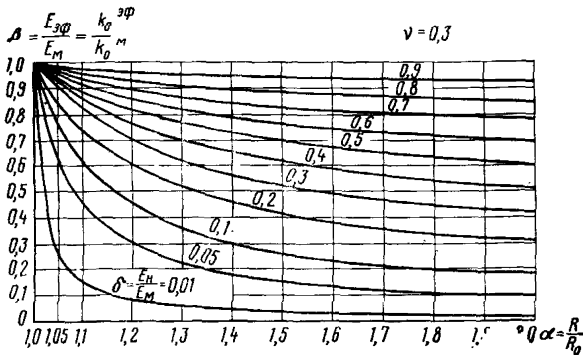


Рис. 56. Графики для определения приведенного модуля при  $\nu=0,3$

**Пример.** Радиус выработки  $R_0=2,8$ ; глубина нарушенной зоны  $h_{\text{н}}=1,7$  м; коэффициент Пуассона  $\nu=0,3$ ; модули деформации ненарушенного массива  $E_{\text{м}}=300\,000$  тс/м<sup>2</sup>; нарушенной зоны  $E_{\text{н}}=180\,000$  тс/м<sup>2</sup>:

$$\alpha = \frac{2,8 + 1,7}{2,8} = 1,6; \quad \delta = \frac{180\,000}{300\,000} = 0,6;$$

по графику  $\beta=0,74$ ; следовательно,  $E_{\text{эф}}=0,74 \cdot 300\,000=222\,000$  тс/м<sup>2</sup>.

4. Приведенный эффективный модуль с учетом наличия вокруг выработки нарушенной или зацементированной зоны можно определить по следующему алгоритму:

$$1. \delta_1 = \frac{R_0}{R}; \quad \beta_1 = \frac{E_{\text{н}}(1 + \nu_{\text{м}})}{E_{\text{м}}(1 + \nu_{\text{н}})};$$

$$2. A = \frac{2(1 - \nu_{\text{н}})\delta_1^2}{1 - 2\nu_{\text{н}} + \delta_1^2 + \beta_1(1 - \delta_1^2)};$$

$$3. E_{\text{эф}} = E_{\text{н}} \frac{1 - \delta_1^2}{1 + (1 - 2\nu_{\text{н}})\delta_1^2 - 2(1 - \nu_{\text{н}})A}$$

Здесь кроме обозначений п. 3 дополнительно вводятся  $\nu_n, \nu_m$  — соответственно коэффициенты Пуассона в нарушенной (или зацементированной) зоне и в основном массиве.

При отсутствии данных о величине  $\nu_n$  можно принимать  $\nu_n = \nu_m$ .

5. Для многослойной среды приведенный модуль рекомендуется определять на ЭВМ по программе ПРОК (см. прил. 25). При небольшом числе слоев можно использовать алгоритм п. 4: сначала применить его к двум наружным слоям и заменить их одним с  $E_{эф}$ , а затем повторно применять к схеме с уменьшающимся на 1 (после каждого применения) числом слоев.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 27

### ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ТАБЛИЦЫ К СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ АРОЧНОЙ КРЕПИ

Статический расчет арочной металлической крепи при отсутствии отпора породы рекомендуется выполнять согласно расчетной схеме рис. 57, а (подробнее см. гл. 4); основная система показана на рис. 57, б.

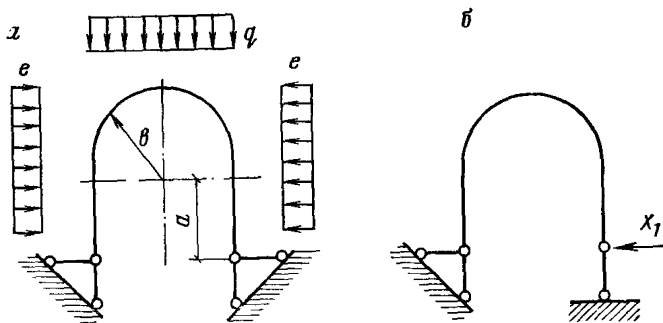


Рис. 57. Расчетная схема (а) и основная система (б)

Для определения  $X_1$  на ЭВМ «Напри» вычислена приводимая ниже табл. 29, в которой обозначено  $\alpha = \frac{a}{b}$ .

Переход от табличных значений  $x, y, z$  к значениям  $X_1$  выполняется по формулам:  
от вертикальной единичной нагрузки ( $q=1$ )

$$X_1^B = xb;$$

от горизонтальной двухсторонней (симметричной) нагрузки ( $e=1$ )

$$X_1^r = yb;$$

от горизонтальной односторонней нагрузки ( $e=1$ )

$$X_1^{\text{одн. г}} = zb.$$

<i>a</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>z</i>
0,950	0,16095	-0,81603	0,56698
0,951	0,16082	-0,81644	0,56727
0,952	0,16070	-0,81684	0,56757
0,953	0,16057	-0,81725	0,56787
0,954	0,16044	-0,81765	0,56817
0,955	0,16032	-0,81806	0,56846
0,956	0,16019	-0,81847	0,56876
0,957	0,16007	-0,81887	0,56906
0,958	0,15994	-0,81928	0,56936
0,959	0,15982	-0,81968	0,56965
0,960	0,15969	-0,82009	0,56995
0,961	0,15957	-0,82049	0,57025
0,962	0,15944	-0,82090	0,57055
0,963	0,15932	-0,82130	0,57084
0,964	0,15919	-0,82171	0,57114
0,965	0,15907	-0,82211	0,57144
0,966	0,15895	-0,82252	0,57174
0,967	0,15882	-0,82292	0,57203
0,968	0,15870	-0,82333	0,57233
0,969	0,15857	-0,82373	0,57263
0,970	0,15845	-0,82414	0,57293
0,971	0,15833	-0,82454	0,57322
0,972	0,15820	-0,82495	0,57352
0,973	0,15808	-0,82535	0,57382
0,974	0,15796	-0,82576	0,57411
0,975	0,15784	-0,82616	0,57441
0,976	8,15771	-0,82657	0,57471
0,977	0,15759	-0,82697	0,57501
0,978	0,15747	-0,82738	0,57530
0,979	0,15735	-0,82778	0,57560
0,980	0,15722	-0,82819	0,57590
0,981	0,15710	-0,82859	0,57620
0,982	0,15698	-0,82900	0,57649
0,983	0,15686	-0,82940	0,57679
0,984	0,15674	-0,82981	0,57709
0,985	0,15662	-0,83021	0,57739
0,986	0,15650	-0,83062	0,57768
0,987	0,15637	-0,83102	0,57798
0,988	0,15625	-0,83143	0,57828
0,989	0,15613	-0,83183	0,57858
0,990	0,15601	-0,83224	0,57888
0,991	0,15589	-0,83264	0,57917
0,992	0,15577	-0,83305	0,57947
0,993	0,15565	-0,83345	0,57977
0,994	0,15553	-0,83386	0,58007
0,995	0,15541	-0,83426	0,58036
0,996	0,15529	-0,83467	0,58066
0,997	0,15517	-0,83507	0,58096
0,998	0,15505	-0,83548	0,58126



$\alpha$	$x$	$y$	$z$
0,999	0,15493	-0,83588	0,58155
1,000	0,15482	-0,83629	0,58185
1,001	0,15470	-0,83669	0,58215
1,002	0,15458	-0,83710	0,58245
1,003	0,15446	-0,83750	0,58274
1,004	0,15434	-0,83791	0,58304
1,005	0,15422	-0,83831	0,58334
1,006	0,15410	-0,83872	0,58364
1,007	0,15399	-0,83912	0,58393
1,008	0,15387	-0,83952	0,58423
1,009	0,15375	-0,83993	0,58453
1,010	0,15363	-0,84033	0,58483
1,011	0,15351	-0,84074	0,58513
1,012	0,15340	-0,84114	0,58542
1,013	0,15328	-0,84155	0,58572
1,014	0,15316	-0,84195	0,58602
1,015	0,15305	-0,84236	0,58632
1,016	0,15293	-0,84276	0,58661
1,017	0,15281	-0,84317	0,58691
1,018	0,15270	-0,84357	0,58721
1,019	0,15258	-0,84398	0,58751
1,020	0,15246	-0,84438	0,58780
1,021	0,15235	-0,84478	0,58810
1,022	0,15223	-0,84519	0,58840
1,023	0,15211	-0,84559	0,58870
1,024	0,15200	-0,84600	0,58900
1,025	0,15188	-0,84640	0,58929
1,026	0,15177	-0,84681	0,58959
1,027	0,15165	-0,84721	0,58989
1,028	0,15154	-0,84762	0,59019
1,029	0,15142	-0,84802	0,59048
1,030	0,15131	-0,84842	0,59078
1,031	0,15119	-0,84883	0,59108
1,032	0,15108	-0,84923	0,59138
1,033	0,15096	-0,84964	0,59168
1,034	0,15085	-0,85004	0,59197
1,035	0,15073	-0,85045	0,59227
1,036	0,15062	-0,85085	0,59257
1,037	0,15051	-0,85125	0,59287
1,038	0,15039	-0,85166	0,59317
1,039	0,15028	-0,85206	0,59346
1,040	0,15017	-0,85247	0,59376
1,041	0,15005	-0,85287	0,59406
1,042	0,14994	-0,85328	0,59436
1,043	0,14983	-0,85368	0,59465
1,044	0,14971	-0,85408	0,59495
1,045	0,14960	-0,85449	0,59525
1,046	0,14949	-0,85489	0,59555
1,047	0,14937	-0,85530	0,59585

<i>a</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>z</i>
1,048	0,14926	-0,85570	0,59614
1,049	0,14915	-0,85611	0,59644
1,050	0,14904	-0,85651	0,59674
1,051	0,14892	-0,85691	0,59704
1,052	0,14881	-0,85732	0,59734
1,053	0,14870	-0,85772	0,59763
1,054	0,14859	-0,85813	0,59793
1,055	0,14848	-0,85853	0,59823
1,056	0,14837	-0,85893	0,59853
1,057	0,14825	-0,85934	0,59883
1,058	0,14814	-0,85974	0,59912
1,059	0,14803	-0,86015	0,59942
1,060	0,14792	-0,86055	0,59972
1,061	0,14781	-0,86095	0,60002
1,062	0,14770	-0,86136	0,60032
1,063	0,14759	-0,86176	0,60061
1,064	0,14748	-0,86217	0,60091
1,065	0,14737	-0,86257	0,60121
1,066	0,14726	-0,86297	0,60151
1,067	0,14715	-0,86338	0,60181
1,068	0,14704	-0,86378	0,60210
1,069	0,14693	-0,86419	0,60240
1,070	0,14682	-0,86459	0,60270
1,071	0,14671	-0,86499	0,60300
1,072	0,14660	-0,86540	0,60330
1,073	0,14649	-0,86580	0,60359
1,074	0,14638	-0,86620	0,60389
1,075	0,14627	-0,86661	0,60419
1,076	0,14616	-0,86701	0,60449
1,077	0,14605	-0,86742	0,60479
1,078	0,14595	-0,86782	0,60509
1,079	0,14584	-0,86822	0,60538
1,080	0,14573	-0,86863	0,60568
1,081	0,14562	-0,86903	0,60598
1,082	0,14551	-0,86944	0,60628
1,083	0,14540	-0,86984	0,60658
1,084	0,14530	-0,87024	0,60687
1,085	0,14519	-0,87065	0,60717
1,086	0,14508	-0,87105	0,60747
1,087	0,14497	-0,87145	0,60777
1,088	0,14487	-0,87186	0,60807
1,089	0,14476	-0,87226	0,60836
1,090	0,14465	-0,87266	0,60866
1,091	0,14454	-0,87307	0,60896
1,092	0,14444	-0,87347	0,60926
1,093	0,14433	-0,87388	0,60956
1,094	0,14422	-0,87428	0,60986
1,095	0,14412	-0,87468	0,61015
1,096	0,14401	-0,87509	0,61045

$\alpha$	$x$	$y$	$z$
1,097	0,14390	-0,87549	0,61075
1,098	0,14380	-0,87589	0,61105
1,099	0,14369	-0,87630	0,61135
1,100	0,14359	-0,87670	0,61164
1,101	0,14348	-0,87710	0,61194
1,102	0,14337	-0,87751	0,61224
1,103	0,14327	-0,87791	0,61254
1,104	0,14316	-0,87831	0,61284
1,105	0,14306	-0,87872	0,63314
1,106	0,14295	-0,87912	0,61343
1,107	0,14285	-0,87952	0,61373
1,108	0,14274	-0,87993	0,61403
1,109	0,14264	-0,88033	0,61433
1,110	0,14253	-0,88074	0,61463
1,111	0,14243	-0,88114	0,61493
1,112	0,14232	-0,88154	0,61522
1,113	0,14222	-0,88195	0,61552
1,114	0,14212	-0,88235	0,61582
1,115	0,14201	-0,88275	0,61612
1,116	0,14191	-0,88316	0,61642
1,117	0,14180	-0,88356	0,61672
1,118	0,14170	-0,88396	0,61701
1,119	0,14160	-0,88437	0,61731
1,120	0,14149	-0,88477	0,61761
1,121	0,14139	-0,88517	0,61791
1,122	0,14129	-0,88558	0,61821
1,123	0,14118	-0,88598	0,61851
1,124	0,14108	-0,88638	0,61880
1,125	0,14098	-0,88678	0,61910
1,126	0,14087	-0,88719	0,61940
1,127	0,14077	-0,88759	0,61970
1,128	0,14067	-0,88799	0,62000
1,129	0,14057	-0,88840	0,62030
1,130	0,14046	-0,88880	0,62059
1,131	0,14036	-0,88920	0,62089
1,132	0,14026	-0,88961	0,62119
1,133	0,14016	-0,89001	0,62149
1,134	0,14005	-0,89041	0,62179
1,135	0,13995	-0,89082	0,62209
1,136	0,13985	-0,89122	0,62239
1,137	0,13975	-0,89162	0,62268
1,138	0,13965	-0,89203	0,62298
1,139	0,13955	-0,89243	0,62328
1,140	0,13944	-0,89283	0,62358
1,141	0,13934	-0,89324	0,62388
1,142	0,13924	-0,89364	0,62418
1,143	0,13914	-0,89404	0,62447
1,144	0,13904	-0,89444	0,62477

а	х	у	z
1, 145	0, 13894	-0, 89485	0, 62507
1, 146	0, 13884	-0, 89525	0, 62537
1, 147	0, 13874	-0, 89565	0, 62567
1, 148	0, 13864	-0, 89606	0, 62597
1, 149	0, 13854	-0, 89646	0, 62627
1, 150	0, 13844	-0, 89686	0, 62656

## ПРИЛОЖЕНИЕ 28

### ПЕРЕЧЕНЬ НОРМАТИВНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

1. Строительные нормы и правила:
  - СНиП II-28-73. Защита строительных конструкций от коррозии. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1974.
  - СНиП II-23-81. Стальные конструкции. М., Стройиздат, 1982 (введены в действие 1.1.82 г. взамен СНиП II-B.3-72).
  - СНиП II-50-74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. М., Стройиздат, 1975.
  - СНиП II-31-74. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1975.
  - СНиП II-56-77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1977.
  - СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1982 (введены в действие 1.1.82 г. взамен СНиП II-A.12-69).
  - СНиП III-44-77. Туннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены. Правила производства и приемки работ. М., Стройиздат, 1977.
  - СНиП III-45-76. Сооружения гидротехнические, транспортные, энергетические и мелноративных систем. Правила производства и приемки работ. М., Стройиздат, 1977.
2. Строительные нормы:
  - СН 238-73. Указания по проектированию гидротехнических туннелей. М., Стройиздат, 1974.
  - Об изменении и дополнении СН 238-73 «Бюллетень строительной техники», 1979, № 12.
  - Указания по проектированию стальных трубопроводов гидротехнических сооружений. Информэнерго, М., 1977.
3. Ведомственные строительные нормы:
  - ВСН 022-69. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Цементация в гидротехнических туннелях. Л., Энергия, 1971.
  - ВСН 36-70. Временные указания по устройству туннельных обделок подземных гидротехнических сооружений в вечномерзлых породах. Минэнерго СССР, М., 1971.

ВСН 55-71. Инструкция по омоноличиванию стыков обделок гидротехнических туннелей. Оргэнергострой, М., 1973.

ВСН 045-72. Указания по проектированию дренажей подземных гидротехнических сооружений. Гидропроект, М., 1973.

ВСН 01-74. Указания по организации натуральных наблюдений и исследований на строящихся гидротехнических сооружениях. Л., Энергия, 1974.

ВСН 03-74. Указания по проектированию цементации в гидротехнических туннелях. Л., Энергия, 1975.

ВСН 126-78. Инструкция по применению анкеров и набрызгбетона в качестве временной крепи выработок транспортных туннелей. Минтрансстрой. М., 1979.

4. Применение набрызгбетона в подземных сооружениях гидроэлектростанций. Основные положения. Оргэнергострой, М., 1965.

5. Методические рекомендации по технологии изготовления бетона, подверженного воздействию кавитации, и износостойких облицовок гидротехнических сооружений. П-58-72. Л., Энергия, 1972.

6. Методические рекомендации к составлению проекта размещения контрольно-измерительной аппаратуры в бетонных гидротехнических сооружениях. П-41-70. Л., Энергия, 1972.

7. Прейскурант на безнапорные гидротехнические туннели. Гидропроект, М., 1972.

8. Руководство по определению состава и объема инженерно-геологических изысканий для гидротехнического строительства. П-651-74. Гидропроект, М., 1974.

9. Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосбросных гидротехнических сооружений. П-38-75. ВНИИГ, Л., 1976.

10. Руководство по применению монолитно-прессованного бетона для обделок гидротехнических туннелей. Оргэнергострой, М., 1976.

11. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. К разделу 5 главы СНиП П-А.12-69\*. ВНИИГ, Л., 1977.

12. Руководство по инженерно-геологическим изысканиям для строительства подземных гидротехнических сооружений. П-655-77. М., Энергия, 1978.

13. Правила безопасности при строительстве подземных гидротехнических сооружений. М., Недра, 1978.

14. Руководство по проектированию и устройству антикавитационных защитных полимерных покрытий бетона сооружений. П-74-78. ВНИИГ, Л., 1979.

15. Методические указания по расчету временных крепей выработок транспортных туннелей. ЦНИИС, М., 1979.

16. Сборник укрупненных показателей стоимости для технико-экономических обоснований строительства ГЭС и ГАЭС. УПС ГЭС-78. Гидропроект, М., 1979.

17. Руководство по технологии приготовления и применению литого бетона с пластифицирующими добавками и кремнегелем. Оргэнергострой, М., 1980.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ (К ЧАСТИ II)

1. Амусин Б. З., Фадеев А. Б. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики. М., Недра, 1975.
2. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М., Гостехиздат, 1952.
3. Баславский И. А., Рывкин М. Б. Расчет на ЭВМ туннельных обделок по теории линейно-деформируемой среды. Известия ВНИИГ, т. 129. Л., Энергия, 1979.
4. Булычев Н. С., Амусин Б. З., Оловянный А. Г. Расчет крепи капитальных горных выработок. М., Недра, 1974.
5. Вопросы автоматизации проектных и исследовательских работ в тоннелестроении. Труды ЦНИИС, № 87. М., Транспорт, 1976.
6. Гольденблат И. И., Карцивадзе Г. Н., Напетваридзе Ш. Г., Николаенко Н. А. Проектирование сейсмостойких гидротехнических, транспортных и специальных сооружений. М., Стройиздат, 1971.
7. Джапаридзе Л. А. Расчет металлической крепи горных выработок. М., Недра, 1975.
8. Ержанов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. Алма-Ата, Наука, 1964.
9. Заславский Ю. З., Мостков В. М. Крепление подземных сооружений. М., Недра, 1979.
10. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. М., Мир, 1975.
11. Золотов О. Н., Резников Р. А. Особенности расчета обделок гидротехнических туннелей методами механики сплошных сред на нагрузки от веса горных пород. — «Гидротехническое строительство», 1978, № 7.
12. Клингерт Н. В., Хохарин А. Х., Фрейшист А. Р. Стальные трубопроводы гидроэлектростанций. Изд. 2-е. М., Энергия, 1973.
13. Кубецкий В. Л. Влияние ползучести бетона и окружающих скальных пород на напряженное состояние обделок напорных туннелей. — «Гидротехническое строительство», 1972, № 6.
14. Механика грунтов, основания и фундаменты. — Сборник трудов МИСИ, № 115. М., 1973.
15. Мордовина А. Н. Расчет бетонных туннельных обделок с учетом изменения расчетной схемы при трещинообразования. — «Гидротехническое строительство», 1976, № 8.
16. Мостков В. М. Подземные сооружения большого сечения. М., Недра, 1974.
17. Мостков В. М., Резников Р. А. О методике статических расчетов подземных машинных залов ГЭС и ГАЭС. — «Гидротехническое строительство», 1979, № 1.
18. Научные исследования, проектирование, строительство и эксплуатация гидротехнических туннелей и подземных гидроэлектростанций. — Труды Гидропроекта, № 18. М., 1970.
19. Пикус Е. Г. Рекомендации по статическому расчету туннельных обделок при помощи ЭВМ. Гидропроект, М., 1969.
20. Резников Р. А. Решение задач строительной механики на ЭЦМ. Изд. 2-е. М., Стройиздат, 1971.
21. Родин И. В. К вопросу о решении задач гравитационного давления горных массивов на крепи подземных выработок. Доклады АН СССР, т. 28, 1951, № 3.
22. Руппенейт К. В., Драновский А. Н., Лыткин В. А. Расчет сборной кольцевой крепи подземных сооружений. М., Недра, 1969.
23. Совершенствование методов расчета тоннельных конструкций. — Труды ЦНИИС, № 81. М., Транспорт, 1974.
24. Совершенствование проектирования и строительства подземных гидротехнических сооружений. — Труды Гидропроекта. М., 1979.
25. Ухов С. Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1975.
26. Фотиева Н. Н. Расчет обделок туннелей некругового поперечного сечения. М., Стройиздат, 1974.
27. Фотиева Н. Н. Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически-активных районах. М., Недра, 1980.
28. Шапошников Н. Н., Петров В. П., Андреев О. О., Гульбе В. И. Расчет

## СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие . . . . .	3
<b>ЧАСТЬ I. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ. КОНСТРУКЦИИ . . . . .</b>	<b>5</b>
1. Общие положения . . . . .	5
2. Инженерно-геологическое обоснование проектов гидротехнических туннелей . . . . .	8
3. Трасса и поперечное сечение туннелей . . . . .	23
4. Материалы для конструкций туннелей . . . . .	29
5. Туннели без обделки . . . . .	32
6. Временная крепь туннелей . . . . .	39
7. Обделки туннелей . . . . .	59
8. Общие конструктивные требования . . . . .	67
9. Дренажные устройства . . . . .	69
10. Рекомендации по учету сейсмических воздействий . . . . .	72
11. Особенности проектирования гидротехнических туннелей в условиях вечной мерзлоты . . . . .	79
12. Особенности проектирования туннелей для пропуска строительных расходов . . . . .	82
13. Особенности технологии подземных работ, влияющие на проектирование конструкций туннельных обделок . . . . .	84
<b>ЧАСТЬ II. РАСЧЕТЫ ОБДЕЛОК . . . . .</b>	<b>84</b>
1. Общие положения . . . . .	84
2. Основные расчетные положения . . . . .	87
3. Нагрузки и воздействия . . . . .	90
4. Определение усилий в конструкциях обделок . . . . .	90
Общая характеристика рекомендуемых методов, алгоритмов и программ статических расчетов обделок . . . . .	92
Расчет без учета отпора породы . . . . .	99
Расчет обделок по схеме стержневой конструкции в упругой среде . . . . .	108
Расчет обделок методами механики сплошной среды . . . . .	108
Общая постановка задач . . . . .	109
Расчет обделок по схеме кольца, подкрепляющего круговое отверстие в бесконечной упругой среде . . . . .	114
Расчет многослойных круговых колец . . . . .	115
Расчет некруговых обделок по методике НИИОСП . . . . .	116
Использование метода конечных элементов . . . . .	117
Расчет обделок на сейсмические воздействия . . . . .	122
5. Подбор сечений бетонных и железобетонных обделок . . . . .	145
6. Расчет анкерной, набрызгбетонной и арочной крепи . . . . .	145
Расчет анкерной крепи сводчатой части выработок . . . . .	149
Расчет анкерной крепи стен выработок . . . . .	155
Расчет покрытий из набрызгбетона . . . . .	156
Расчет арочной крепи . . . . .	156
<b>Приложения</b>	
1. Компонка и назначение класса туннелей на примере проекта Рогунского гидроузла . . . . .	158

	Стр.
2. Состав и задачи натурных исследований при строительстве и эксплуатации гидротехнических туннелей . . . . .	165
3. Примерный состав технико-экономического обоснования проектирования и строительства гидротехнических туннелей . . . . .	168
4. Выбор типа деривации Зарамагских ГЭС Ардонского каскада (головная и ГЭС № 1) . . . . .	171
5. Данные для проектирования кавитационно-стойких покрытий бетонных обделок гидротехнических туннелей . . . . .	174
6. Защитные полимерные покрытия . . . . .	177
7. Примеры зарубежного строительства туннелей без обделок и с несущими обделками . . . . .	180
8. Пример осуществления укрепительной цементации . . . . .	182
9. Новые прогрессивные типы обделок гидротехнических туннелей . . . . .	184
10. Конструкции аэраторов туннельных водосбросов . . . . .	187
11. Расчет на износ лотка туннеля потоком воды, несущим наносы (на примере строительного туннеля I яруса Рогунской ГЭС) . . . . .	190
12. Дренаж подземных сооружений Нурекской ГЭС . . . . .	191
13. Расчет фильтрации воды внутрь туннелей при наличии и отсутствии вокруг них цементации . . . . .	197
14. Расчет шпурового дренажа . . . . .	199
15. Расчет величины фильтрационного расхода воды из напорного туннеля (по СН 238-73) . . . . .	201
16. Назначение расчетной сейсмичности участков подземных гидротехнических сооружений (на примере Рогунской ГЭС) . . . . .	204
17. Классификация основных теплофизических задач и способы их решения . . . . .	205
18. Теплофизические характеристики горных пород . . . . .	207
19. Определение глубины зоны оттаивания вечномерзлых горных пород вокруг напорных гидротехнических туннелей . . . . .	208
20. Опыт проектирования и осуществления обделок туннелей в вечномерзлых породах на Колымской ГЭС . . . . .	218
21. Основные технические характеристики некоторых туннелей для пропуска строительных расходов . . . . .	220
22. Эксплуатационные показатели некоторых туннелей для пропуска строительных расходов . . . . .	221
23. Проектирование стальных оболочек комбинированных обделок . . . . .	222
24. Примеры расчетов . . . . .	237
25. Аннотированный перечень программ, рекомендуемых к использованию при проектировании обделок гидротехнических туннелей . . . . .	267
26. Определение приведенного (эффективного) модуля деформации пород вокруг подземной выработки . . . . .	275
27. Вспомогательные таблицы к статическому расчету арочной крепи . . . . .	278
28. Перечень нормативной литературы по проектированию гидротехнических туннелей . . . . .	283
Список литературы (к части II) . . . . .	285



ГИДРОПРОЕКТ им. С. Я. ЖУКА МИНЭНЕРГО СССР

**РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ  
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ**

Редакция инструктивно-нормативной литературы  
Зав. редакцией *Г. А. Жигачева*  
Редактор *Л. Н. Кузьмина*  
Мл. редактор *Л. И. Месяцева*  
Технические редакторы *Т. В. Кузнецова, Ю. Л. Циханкова*  
Корректор *Л. С. Леягина*

**Н/К**

---

Сдано в набор 22.10.81 Подписано в печать 07.06.82 Т—09688  
Формат 84×108<sup>1</sup>/<sub>32</sub>. Бумага тип. № 2. Гарнитура «Литературная».  
Печать высокая. Усл. печ. л. 15,12. Усл. кр.-отт. 15,33. Уч.-изд. л. 16,11  
Изд. № XII-9308. Тираж 9000 экз. Заказ 81 Цена 80 коп.

---

*Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а*

Московская типография № 8 Союзполиграфпрома  
при Государственном комитете СССР  
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли,  
Хохловский пер., 7.