



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный  
технический университет**

---

---

**Кафедра «Гидротехническое и энергетическое строительство»**

**П. М. Богославчик**

# **ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ**

*Курс лекций*

**Минск  
БНТУ  
2014**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Гидротехническое и энергетическое строительство»

П. М. Богославчик

## ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Курс лекций

для студентов специальности 1-70 04 03

«Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов»  
высших учебных заведений

2-е издание, исправленное

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
по образованию в области строительства и архитектуры*

М и н с к  
Б Н Т У  
2 0 1 4

УДК 626/627(075.8)

ББК 38.77я7

Б74

Рецензенты:

*Э. И. Михневич, В. В. Ивашечкин*

**Богославчик, П.М.**

Б74 Гидротехнические сооружения: курс лекций для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» высших учебных заведений / П. М. Богославчик. – 2-е изд., испр. – Минск : БНТУ, 2014. – 223 с.  
ISBN 978-985-550-220-4.

В издании рассмотрены конструкции и методы расчетов различных гидротехнических сооружений: глухих грунтовых и бетонных плотин, водопропускных сооружений, каналов и сооружений на них. Приведены сведения о механическом оборудовании гидротехнических сооружений.

Первое издание вышло в 2008 году.

**УДК 626/627(075.8)**

**ББК 38.77я7**

**ISBN 978-985-550-220-4**

© Богославчик П.М., 2008

© Богославчик П.М., 2014, с изменениями

© Белорусский национальный  
технический университет, 2014

## Введение

Вода – один из важнейших элементов, без которого невозможна жизнедеятельность человека. На Земле, которую принято представлять в виде системы сфер, вода составляет одну из них, называемую гидросферой. *Гидросфера* – это моря, океаны, ледники, озера, реки, подземные воды, пары воды в атмосфере. Общий объем гидросферы оценивается в 1,5 млрд км<sup>3</sup> при объеме Земли 1 083 млрд км<sup>3</sup>. Наибольший объем в гидросфере составляют моря и океаны – 1,35 млрд км<sup>3</sup>. Объем внутритерриториальных вод – 0,15 млрд км<sup>3</sup>. Из этого объема следует выделить годовой сток, осредненная величина которого составляет 40 тыс. км<sup>3</sup>. Именно эта вода наиболее доступна для жизнедеятельности человека. На Европу из этого объема приходится около 3 тыс. км<sup>3</sup>.

Водные ресурсы в достаточно больших объемах используются различными отраслями, в первую очередь отраслями водного хозяйства, к которым относятся следующие:

- 1) гидроэнергетика;
- 2) водный транспорт;
- 3) гидромелиорация;
- 4) водоснабжение населенных мест и предприятий, а также водоводение (канализация).

Сюда также следует отнести отрасли, связанные с охраной водных ресурсов, борьбой с водной стихией, с использованием водных недр для лова рыбы, добычи полезных ископаемых и др.

Различные отрасли по-разному используют воду. Те отрасли, которые отбирают часть воды и расходуют ее практически не возвращая в источник, называются *водопотребителями*. К ним относится, например, водоснабжение. Те отрасли, которые воду не потребляют, а используют возвращая в полном объеме в водоисточник, называются *водопользователями* (например, гидроэнергетика).

Для того чтобы использовать водные ресурсы, необходимо строить специальные сооружения, оснащенные различным оборудованием. Такие сооружения называют *гидротехническими*, а прикладную науку, занимающуюся их описанием, – *гидротехникой*. Соответствующая область техники также называется гидротехникой.



Специалистам в области водоснабжения и водоотведения постоянно приходится иметь дело с водными ресурсами и их использованием, поэтому знания, получаемые студентами при изучении дисциплины «Гидротехнические сооружения», весьма необходимы в их дальнейшей профессиональной деятельности. Предлагаемый курс лекций составлен в соответствии с программой дисциплины «Гидротехнические сооружения» для специальности «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» на основе опыта преподавания данной дисциплины в Белорусском национальном техническом университете.

# 1. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ

## 1.1. Классификация гидротехнических сооружений

*Гидротехническими сооружениями* (ГТС) называются сооружения, предназначенные для использования природных водных ресурсов, а также для предотвращения или уменьшения вредного воздействия воды на окружающую среду. С помощью ГТС осуществляются различные водохозяйственные мероприятия, создаются водохранилища, регулируются расходы и уровни воды, осуществляется пропуск льда и т. д.

*По роду водотока или водоема*, на котором они построены, ГТС подразделяются на *речные, морские, озерные* или *прудовые, сетевые* и *подземные*.

*По условиям взаимодействия с водной средой и характеру выполняемых функций* различают следующие гидротехнические сооружения:

1) *водоподпорные*, которые перегораживают водоток или ограждают водохранилище и воспринимают напор воды. Сюда относятся плотины и дамбы.

Участок водотока, расположенный выше водоподпорного сооружения, называется верхним бьефом, расположенный ниже – нижним бьефом. Разница уровней воды в верхнем и нижнем бьефе называется напором на сооружение;

2) *водопроводящие*, служащие для подачи воды к местам потребления. Сюда относятся каналы, трубопроводы, гидротехнические туннели, лотки и др.;

3) *водозаборные*, служащие для забора воды из водотоков и водоемов;

4) *водопропускные*, предназначенные для сброса излишков воды из верхнего бьефа в нижний (*водосбросы*) и полезных попусков в нижний бьеф для поддержания необходимых санитарных условий в нижнем бьефе, глубин для судоходства и т. д. (*водовыпуски* и *водоспуски*);

5) *регуляционные*, предназначенные для регулирования взаимодействия потока воды с руслом и защиты берегов от размыва. Сюда относятся струенаправляющие дамбы, берегоукрепительные сооружения и др.

**По целевому назначению** гидротехнические сооружения разделяют на сооружения общего назначения и специальные. К *сооружениям общего назначения* относятся те, которые используются для различных отраслей хозяйственного комплекса. Это плотины, водосбросы и т. д. К *специальным* относятся сооружения, предназначенные для нужд одной отрасли. Они могут быть мелиоративные (осушительные и оросительные каналы, насосные станции и др.), водно-энергетические (здания гидроэлектростанций, уравнивательные резервуары, деривационные каналы и туннели и др.), лесосплавные, рыбохозяйственные (рыбоходы, рыбоводные пруды), для водоснабжения и водоотведения (водозаборы, насосные станции, каналы, коллекторы, очистные сооружения и др.) и т. д.

**По условиям использования** гидротехнические сооружения подразделяются на постоянные и временные. *Постоянные* сооружения используются в течение всего периода эксплуатации. *Временные* – только в отдельные периоды, например во время строительства или ремонта постоянных сооружений.

Постоянные гидротехнические сооружения разделяются на основные и второстепенные. *Основные сооружения* – это такие, разрушение которых приводит к нарушению нормальной работы всего гидроузла. Выход из строя *второстепенных* сооружений может ухудшить условия эксплуатации гидроузла, но не влияет на основные его параметры.

Постоянные гидротехнические сооружения разделяются на четыре класса (I–IV). Класс сооружений устанавливается в соответствии с указаниями СНиП [18] и зависит от значимости сооружения, напора; также принимаются во внимание последствия аварий или нарушений эксплуатации сооружений.

Группа гидротехнических сооружений, объединенных по расположению и условиям их совместной эксплуатации, называется **гидроузлом**. Гидроузлы классифицируются по следующим признакам:

**по месту расположения** – речные, на каналах, морские, озёрные, прудовые;

**назначению** – водозаборные, энергетические, водно-транспортные, регулирующие сток, рыбохозяйственные, для благоустройства и т. д., а также комплексные.

Гидроузлы бывают безнапорные и напорные. *Напорные* гидроузлы по величине напора подразделяются на низконапорные ( $H < 10$  м), средненапорные ( $H = 10–50$  м) и высоконапорные ( $H > 50$  м).

*Гидросистемой* или *гидротехническим комплексом* называется комплекс гидротехнических сооружений, объединенных в несколько гидроузлов и имеющих линейные участки (каналы, туннели, участки рек), соединяющие гидротехнические сооружения и гидроузлы, расположенные на значительном удалении друг от друга, но служащие общим водохозяйственным целям. Это могут быть системы водоснабжения, гидроэнергетические, мелиоративные, комплексные и др.

## **1.2. Особенности и условия работы гидротехнических сооружений**

Гидротехнические сооружения имеют ряд следующих особенностей.

1. Гидротехнические сооружения строятся и эксплуатируются в условиях постоянного взаимодействия с водной средой. Воздействии воды на сооружения может быть механическое, физико-химическое, биологическое.

*Механическое* воздействие воды проявляется в виде статических и динамических нагрузок на сооружение. Это гидростатическое и гидродинамическое давление воды, давление льда, волновое и фильтрационное давление.

*Физико-химическое* воздействие воды проявляется в коррозии металлических конструкций, суффозии в грунтах, выщелачивании бетона и др.

*Биологическое* воздействие связано с жизнедеятельностью имеющих в воде организмов и проявляется в обрастании водорослями гидротехнических сооружений, затрудняющем их эксплуатацию, а также в коррозии и гниении конструкций.

2. Гидротехнические сооружения и гидроузлы могут оказывать негативное влияние на прилегающие районы. Так, строительство подпорных сооружений и создание водохранилищ ведет к затоплению больших площадей в верхних бьефах, подтоплениям с последующим заболачиванием в нижних бьефах, нарушению естественных гидрологических режимов прилегающих территорий.

3. Повышенная опасность гидротехнических сооружений, обусловленная серьезностью последствий возможных аварий.

4. Специфика строительства гидротехнических объектов, заключающаяся в необходимости проведения строительных работ в сложных природных условиях, как правило в необжитых районах и при

постоянном воздействии водного потока, что требует проведения мероприятий по пропуску строительных расходов.

Основаниями гидротехнических сооружений являются грунты, свойства которых имеют исключительно важное значение для надежности и нормальной эксплуатации этих сооружений. Под воздействием нагрузок, передаваемых сооружениями, в грунтах оснований возникают напряжения, также возможны деформации и осадки. Поэтому проектированию и строительству всегда предшествуют изыскательские работы, целью которых является изучение геологического строения данной местности. Основаниями гидротехнических сооружений могут быть скальные и нескальные породы. К *нескальным* (мягким) грунтам относятся пески (гравелистые, крупнозернистые, среднезернистые и мелкозернистые), супеси, суглинки и глины. *Скальные* основания являются наиболее надежными и позволяют строить гидротехнические сооружения практически при любых напорах. Нескальные (мягкие) грунты обладают большой деформативностью и значительно меньшей прочностью. На них можно строить сооружения напором до 10–30 м. Исключения составляют грунтовые плотины, напор которых на нескальных основаниях бывает до 100 м и более.

### 1.3. Верхний и нижний бьефы

При создании подпорного сооружения в верхнем бьефе образуется водохранилище. Водоохранилище – это искусственный водоем, созданный в долине реки напорным гидроузлом и предназначенный для перераспределения речного стока во времени с целью наиболее эффективного его использования в хозяйственных целях. Водоохранилища используются для выработки электроэнергии на гидроэлектростанциях, для водоснабжения тепловых и атомных электростанций, городов и промышленных предприятий, для судоходства, орошения, рыборазведения, рекреации, а также для защиты от затопления во время паводков.

Естественные и искусственные емкости, в которых аккумулируется вода, называются *чашами водохранилищ*. При этом собственно водохранилищем называется водоем объемом более 1 млн м<sup>3</sup>, водоемы с меньшими объемами называются прудами.

По характеру регулирования стока различают водохранилища многолетнего, сезонного (годового), месячного, недельного и суточного регулирования. При многолетнем регулировании в водохранилище аккумулируется сток многоводных лет для его использования в маловодные годы. Наиболее распространено сезонное регулирование, когда аккумулируется сток многоводных периодов года (половодье, дождевые паводки) для его использования в маловодные (межень) периоды, годы. Месячное, недельное и суточное регулирование стока осуществляется чаще всего водохранилищами гидроэлектростанций.

Период аккумуляции речного стока называется наполнением водохранилища, а процесс отдачи накопленной воды – сработкой водохранилища. Наполнение и сработка водохранилища осуществляется в пределах характерных уровней, которые определяются при проектировании любого водохранилища (рис. 1.1).

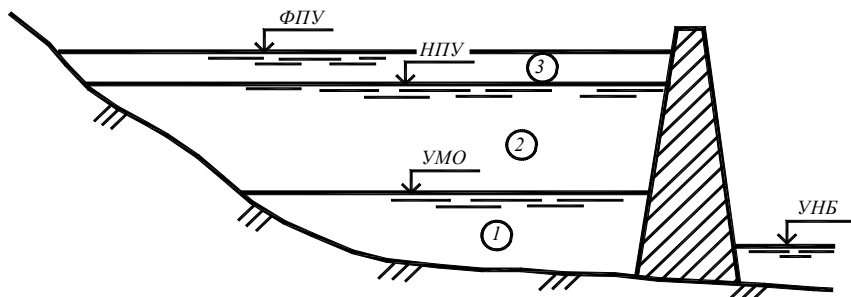


Рис. 1.1. Характерные уровни воды в верхнем бьефе

Различают три характерных уровня воды в верхнем бьефе: нормальный подпорный уровень (НПУ), форсированный подпорный уровень (ФПУ), уровень мертвого объема (УМО) (см. рис. 1.1).

Эти три уровня определяют три объема воды в водохранилище:

1) **мертвый объем** – это объем, меньше которого воды в водохранилище не должно быть. Он может быть установлен по различным соображениям, например как запас на заиливание водохранилища, либо по отметке порога водозаборного сооружения и т. д;

2) **полезный объем** – это объем воды в водохранилище, используемой для хозяйственных нужд. Он располагается между НПУ и

УМО. В общем случае отметка НПУ и полезный объем устанавливаются с учетом различных экономических и хозяйственных соображений;

3) *резервный объем*. Это объем воды между ФПУ и НПУ.

ФПУ – это предельно допустимый уровень, который может установиться на короткое время при пропуске редко наблюдаемого максимального расхода воды через полностью открытые водосбросные отверстия.

Основной характеристикой нижнего бьефа является кривая связи уровней воды и расхода УНБ =  $f(Q)$ .

#### **1.4. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения и их сочетания**

В зависимости от длительности и характера действия нагрузки подразделяются на постоянные и временные. К *постоянным* относятся нагрузки, постоянно действующие при строительстве и эксплуатации сооружения. К ним относятся собственный вес сооружения и вес грунта обратной засыпки; вес стационарных зданий, конструкций и оборудования технологического назначения, местоположение которых не меняется в процессе эксплуатации; боковое активное и пассивное давление грунта, горное давление; нагрузки от предварительного напряжения арматуры; гидростатическое и фильтрационное давление воды при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противofильтрационных и дренажных устройств.

*Временные* нагрузки – это нагрузки, которые в отдельные периоды эксплуатации могут отсутствовать. Они подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

К *длительным временным* относятся следующие нагрузки: давление грунта, возникающее при деформации оснований и конструкций под действием нагрузок и температурных воздействий; давление наносов; поровое давление в водонасыщенных грунтах при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противofильтрационных и дренажных устройств; температурные нагрузки.

К кратковременным нагрузкам относятся волновые, снеговые, судовые, ледовые и др.

В категорию *особых временных* выделены нагрузки, отличающиеся случайным характером проявления. К ним относятся гидроста-

тическое и фильтрационное давление воды при форсированном подпорном уровне или при нарушении работы противотифльтрационных или дренажных устройств; нагрузки, вызванные катастрофическими явлениями природы – землетрясениями, цунами и т. д.

Для расчета сооружений подбирается определенное сочетание нагрузок, одновременно действующих на сооружение. Это сочетание подбирается так, чтобы входящие в него нагрузки соответствовали фактической возможности одновременного действия. Для расчета сооружений принимаются наиболее неблагоприятные сочетания и положения нагрузок, причем любая временная нагрузка не вводится, если она уменьшает напряженное состояние рассчитываемого элемента.

Различают основное и особое сочетание нагрузок. Все сооружения рассчитываются на *основное* сочетание нагрузок, включающее нагрузки постоянные, временные длительные и одну из возможных кратковременных нагрузок, наиболее существенно влияющую на напряженно-деформированное состояние конструкции, ее элементов или основания. При этом всегда следует принимать наиболее неблагоприятное сочетание и расположение нагрузок и учитывать только те временные нагрузки, которые ухудшают работу рассчитываемого сооружения. В основное сочетание нагрузок вводят нагрузки и воздействия, действующие в период строительства, ремонта, испытаний, если в этом случае напряжения и деформации больше, чем в эксплуатационный период.

Если есть опасность возникновения особых временных нагрузок, гидротехнические сооружения необходимо проверять на *особое* сочетание нагрузок. Это сочетание включает постоянные нагрузки, все возможные временные и особую нагрузку. Расчет на особое сочетание нагрузок производится при повышенных требованиях к сооружению по прочности или устойчивости, например, в районах с повышенной сейсмической активностью. Но так как вероятность появления таких воздействий мала, принимаются пониженные значения коэффициентов запаса.

Нагрузки бывают нормативные и расчетные.

*Нормативные нагрузки* – это те, которые определяются по существующим расчетным формулам на основании действующих исходных данных.



*Расчетные нагрузки* – это нормативные, умноженные на коэффициент надежности по нагрузке  $k_n$  (коэффициент перегрузки). Этот коэффициент учитывает возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону. Значения  $k_n$  принимаются по нормативной литературе и в зависимости от вида нагрузки находятся в пределах 0,8–1,2. Если  $k_n < 1$ , то это значит, что в данном случае уменьшение нагрузки ухудшает работу конструкции.

## 1.5. Расчет по предельным состояниям

В настоящее время в соответствии с указаниями нормативной литературы все гидротехнические сооружения должны рассчитываться по методу предельных состояний. В соответствии с ним не допускается наступление предельных состояний в сооружении и в основании как в период его возведения, так и в период эксплуатации.

**Предельное состояние сооружения** – это такое состояние, малейшее изменение которого в сторону увеличения нагрузок приводит к потере прочности или устойчивости. Возможность наступления предельного состояния оценивается путем сопоставления значений усилий, напряжений, деформаций и тому подобных параметров с их предельно допустимыми значениями, установленными в соответствующих нормативных документах. Различают две группы предельных состояний.

**Первая группа** – потеря несущей способности расчетной системы. К этой группе относятся следующие случаи:

- 1) потеря устойчивости всего сооружения или его части совместно с грунтом основания, в том числе сдвиг по подошве конструкции или иной характерной плоской поверхности;
- 2) потеря устойчивости на опрокидывание гравитационных сооружений в случае скальных оснований;
- 3) разрушение элементов конструкций или узлов соединений;
- 4) перемещения конструкций, от которых зависят прочность и устойчивость сооружений в целом.

**Вторая группа** определяет непригодность сооружения к нормальной эксплуатации по следующим пунктам:

- 1) недопустимые перемещения, осадки или крен;

2) образование или недопустимое раскрытие трещин в железобетонных элементах конструкций;

3) нарушение местной прочности оснований и местной фильтрационной прочности.

Все расчеты по первой группе предельных состояний выполняются на основные и особые сочетания расчетных нагрузок при расчетных сопротивлениях материала конструкции и грунта основания. Расчеты по второй группе производятся только для основных сочетаний нормативных нагрузок при нормативных сопротивлениях материалов.

При всех расчетах сооружений, их конструктивных элементов и оснований должно выполняться следующее обобщенное условие недопущения предельного состояния:

$$n_c \cdot F \leq \frac{m}{k_n} \cdot R,$$

где  $n_c$  – коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый при расчетах по первой группе для основного сочетания нагрузок в период нормальной эксплуатации – 1,0; в период строительства и ремонта – 0,95; для особого сочетания нагрузок – 0,9. При расчетах по второй группе предельных состояний коэффициент сочетания нагрузок принимается равным 1,0;

$F$  – обобщенное силовое воздействие, деформация или иной параметр, по которому оценивается предельное состояние;

$m$  – коэффициент условий работы, учитывающий вид предельного состояния, тип и конструкцию сооружения, условность расчетной схемы и другие факторы. Принимается по нормативной литературе и находится в пределах 0,7–1,2;

$k_n$  – коэффициент надежности по ответственности (назначению), учитывает капитальность (класс) сооружения и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний, определяется по табл. 1.1;

$R$  – обобщенная несущая способность, предельная деформация или иной другой параметр, устанавливаемые нормами проектирования.

Таблица 1.1

## Значения коэффициента надежности

Класс капитальности сооружения	$k_H$
При расчетах по первой группе предельных состояний	
I	1,25
II	1,20
III	1,15
IV	1,10
При расчетах по второй группе предельных состояний для всех классов капитальности	1,0

## 2. ПЛОТИНЫ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

### 2.1. Классификация грунтовых плотин

**Грунтовые плотины** – это плотины, для возведения которых в качестве строительных материалов используются грунты (песчаные, глинистые, крупнообломочные). Их широкое распространение объясняется следующими достоинствами. Материал на их возведение, как правило, местный. Их можно применять в большинстве географических районов. К основаниям грунтовых плотин предъявляются меньшие требования, чем к другим типам плотин. Высота их практически не ограничена. Технологический процесс по возведению таких плотин полностью механизирован.

**По используемому материалу** грунтовые плотины подразделяют на земляные, каменно-земляные и каменные. Основной объем тела *земляной плотины* (более 50 %) выполняется из мелкозернистых глинистых, песчаных или песчано-гравелистых грунтов. *Каменно-земляные плотины* выполняются из крупнозернистых гравийно-галечниковых грунтов или камня, а противофильтрационные устройства в них – из мелкозернистого, как правило глинистого, грунта. *Каменные плотины*, как и каменно-земляные, выполняются из крупнозернистого материала, а противофильтрационные элементы – из негрунтовых материалов.

**По способам возведения** плотины бывают *насыпные, намывные, набросные, взрывонабросные, из сухой кладки*. Могут иметь место и комбинации способов возведения.

**По конструкции поперечного профиля** грунтовые плотины подразделяются на *однородные* (рис. 2.1, а), возводимые из однородного грунта без специальных противофильтрационных устройств, и *неоднородные* (рис. 2.1, б–е), тело которых состоит из грунтов двух и более типов.

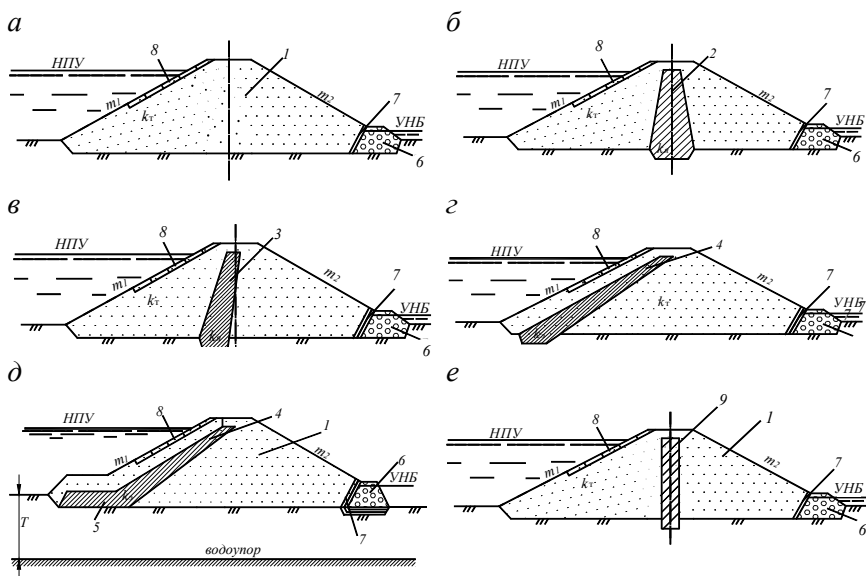


Рис. 2.1. Типы земляных плотин:

а – однородная; б – с центральным ядром; в – с наклонным ядром; з – с экраном; д – с экраном и понуром; е – с диафрагмой;  
 1 – тело плотины; 2 – центральное ядро; 3 – наклонное ядро; 4 – экран; 5 – понур;  
 б – дренажная призма; 7 – обратный фильтр; 8 – крепление верхнего откоса;  
 9 – диафрагма; НПУ – нормальный подпорный уровень; УНБ – уровень воды в нижнем бьефе;  $m_1$  и  $m_2$  – соответственно коэффициенты заложений верхнего и низового откосов плотины;  $k_1, k_2, k_3$  – соответственно коэффициенты фильтрации грунта тела плотины, ядра и экрана

Неоднородные плотины в свою очередь делятся на плотины с *ядром* (рис. 2.1, б, в), с *экраном* (рис. 2.1, з), с *экраном и понуром* (рис. 2.1, д), с *диафрагмой* (рис. 2.1, е). Ядро выполняется из глини-

стых грунтов. Оно может быть *центральный*, расположенным вертикально (см. рис. 2.1, б), или *наклонным* (см. рис. 2.1, в), с углом наклона низовой грани ядра к горизонту большим угла естественного откоса грунта тела плотины. Экран располагается параллельно верховому откосу с углом наклона низовой грани к горизонту меньшим угла естественного откоса грунта тела плотины. Экран может быть как из глинистых грунтов, так и негрунтовым (бетон, асфальтобетон и др.). Диафрагма устраивается из негрунтовых материалов.

*По высоте* грунтовые плотины принято подразделять на *низкие*, высотой до 30 м; *средние* (30–75 м); *высокие* (75–125 м); *сверхвысокие* (более 125 м).

## 2.2. Грунты тела плотины и оснований

Для укладки в тело плотины пригодны грунты всех типов. Исключение составляют:

- засоленные грунты, в которых содержание растворимых соединений составляет более 5 % от массы, если это сульфатно-хлоридные соли, и более 2 %, если это сульфатные соли;

- грунты, содержащие более 5 % по массе не полностью разложившихся органических веществ (остатки растений) или более 8 % по массе полностью разложившихся органических веществ, находящихся в аморфном состоянии.

Для строительства однородных плотин наиболее часто применяются суглинки и супеси, а также мелкие и средней крупности пески, в допустимых пределах обеспечивающие фильтрационный расход через тело плотины и обладающие достаточной фильтрационной прочностью.

При соответствующем обосновании (допустимые фильтрационные потери и фильтрационная прочность) тело однородных земляных плотин, а также противофильтрационные элементы неоднородных плотин могут возводиться из гравийно-галечниковых грунтов с песчано-глинистым заполнителем (при коэффициенте неоднородности  $\eta > 10$ –20).

Грунтовые противофильтрационные устройства в теле и основании плотин (экраны, ядра, понуры, зубья) возводятся из слабодопроницаемых глинистых грунтов с коэффициентом фильтрации

$K < 0,1$  м/сут и числом пластичности  $J_p \geq 0,05$ . Допускается их устройство из грунтовых смесей (глинобетон), состоящих из глинистых, песчаных и крупнообломочных грунтов. Для экранов и понуров плотин III и IV классов капитальности может использоваться торф со степенью разложения не менее 50 %.

Для устройства дренажей, обратных фильтров и креплений откосов используются песчаные, гравийно-галечниковые грунты, дробленые скальные породы, обладающие достаточной прочностью, морозостойкостью, неразмокаемостью в воде и не содержащие водорастворимых включений.

Физико-механические характеристики грунтов приведены в прил. 1.

### **2.3. Конструирование поперечного профиля земляных плотин**

Поперечный профиль плотины состоит из гребня и откосов. При его конструировании необходимо определить отметку гребня плотины, его ширину, коэффициенты заложений и очертание откосов плотины. Эти параметры зависят от типа плотины, ее высоты, физико-механических свойств грунтов тела плотины и ее основания, а также условий строительства и эксплуатации.

*Коэффициент заложения откоса* – это котангенс угла наклона его к горизонту, то есть если  $\alpha_1$  – угол наклона верхового откоса к горизонту,  $\alpha_2$  – угол наклона низового откоса к горизонту, то

$$m_1 = \text{ctg}\alpha_1, \quad m_2 = \text{ctg}\alpha_2.$$

Выбор коэффициентов заложений откосов плотины предварительно производится на основе опыта строительства и эксплуатации аналогичных сооружений. В качестве аналогов выбираются современные плотины, по своим параметрам наиболее близкие проектируемой и хорошо зарекомендовавшие себя в эксплуатации. Ориентировочные значения коэффициентов заложений откосов земляных насыпных плотин из глинистых и песчаных грунтов при наличии в основании грунтов с прочностью не меньшей, чем в теле плотины, приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Ориентировочные значения коэффициентов заложения откосов  
земляных насыпных плотин

Высота плотины, м	Коэффициенты заложений откосов	
	верхового $m_1$	низового $m_2$
Менее 5	2–2,5	1,5–1,75
5–10	2,25–2,75	1,75–2,25
10–15	2,5–3,0	2,0–2,5
15–50	3,0–4,0	2,5–4,0
Более 50	4,0–5,0	4,0–4,5

Выбранные коэффициенты заложений откосов в дальнейшем проверяются расчетами на устойчивость (см. ниже) с учетом действующих на откосы сил и в случае необходимости уточняются.

Откосы земляных плотин могут иметь постоянные или переменные коэффициенты заложений, увеличивающиеся от гребня к подошве плотины, что позволяет запроектировать более экономичный ее профиль. На откосах высоких и средней высоты плотин устраивают бермы (рис. 2.2).

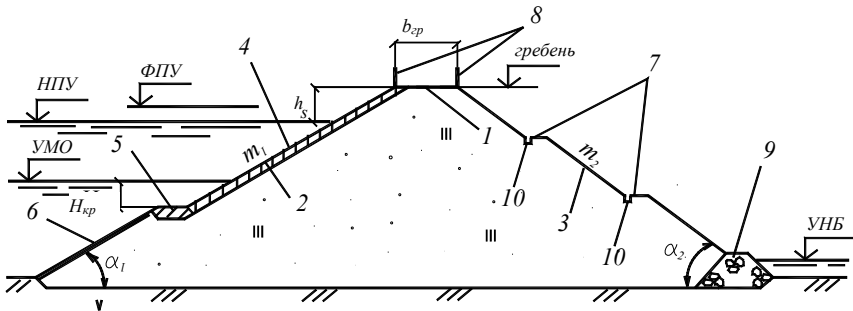


Рис. 2.2. Поперечный профиль грунтовой плотины:  
1 – гребень плотины; 2 – верховой откос; 3 – низовой откос; 4 – основное крепление верхового откоса; 5 – упор для основного крепления; 6 – облегченное крепление верхового откоса; 7 – бермы; 8 – надолбы; 9 – дренажная призма; 10 – кюветы или лотки

На низовом откосе бермы служат для сбора и отвода дождевых и талых вод, предохраняя тем самым низовой откос от размыва, а также для обеспечения служебных проездов и размещения контрольно-измерительной аппаратуры. Как правило, бермы устраивают в местах изменения заложения низового откоса и сопряжения со строительной перемышкой, входящей в тело плотины. Расстояние между соседними бермами по высоте плотины принимается равным 10–15 м. На верховом откосе устраивается одна берма на отметке нижней границы основного крепления для создания необходимого упора.

Устройство берм позволяет увеличить ширину плотины по основанию и удлинить пути фильтрации, а в случае необходимости заглубить депрессионную кривую таким образом, чтобы она не попала в зону откоса, подверженного промерзанию. Во всех случаях устройство берм не должно вести к уполаживанию откоса по сравнению с расчетным значением. Ширина берм определяется их назначением и принимается не менее 3 м, если по ней предусмотрен проезд, и не менее 1–2 м в противном случае. На внутренней стороне бермы устраивается кювет или лоток, служащий для сбора и отвода дождевых и талых вод.

Отметка гребня плотины назначается на основании расчета необходимого его возвышения над расчетным уровнем воды в верхнем бьефе. Возвышение гребня плотины должно определяться для двух расчетных случаев:

- уровень воды в верхнем бьефе на отметке НПУ (нормального подпорного уровня);
- уровень воды в верхнем бьефе на отметке ФПУ (форсированного подпорного уровня), соответствующего условиям пропуска максимального (поверочного) паводкового расхода соответствующей обеспеченности.

Из двух полученных результатов расчета выбирается более высокая отметка гребня.

Возвышение гребня плотины  $h_s$  (см. рис. 2.2) в обоих случаях определяется по формуле

$$h_s = \Delta h_{\text{set}} + h_{\text{run1} \%} + a, \text{ м}, \quad (2.1)$$

где  $\Delta h_{\text{set}}$  – ветровой нагон воды в верхнем бьефе, м;

$h_{\text{run1} \%}$  – высота наката на откос волн обеспеченностью 1 %, м;

$a$  – запас возвышения гребня плотины, принимаемый не менее 0,5 м.



Величина ветрового нагона воды определяется по формуле

$$\Delta h_{\text{set}} = k_{\omega} \frac{V_{\omega}^2 L}{g(d + 0,5\Delta h_{\text{set}})} \cos \alpha_{\omega}, \quad (2.2)$$

где  $k_{\omega}$  – коэффициент, зависящий от скорости ветра и определяемый по табл. 2.2;

$V_{\omega}$  – расчетная скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью водоема, м/с;

$L$  – длина разгона волны, м;

$g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>;

$d$  – глубина воды в верхнем бьефе при расчетном уровне, м;

$\alpha_{\omega}$  – угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град.

Таблица 2.2

Значения коэффициента  $k_{\omega}$

$V_{\omega}$ , м/с	20	30	40	50
$k_{\omega}$	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$3,9 \cdot 10^{-6}$	$4,8 \cdot 10^{-6}$

Расчетная скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью водоема определяется по формуле [15]

$$V_{\omega} = k_{fl} k_l V_l, \quad (2.3)$$

где  $k_{fl}$  – коэффициент пересчета данных по скорости ветра, измеренной по флюгеру;  $k_{fl}$  определяется по зависимости

$$k_{fl} = 0,675 + \frac{4,5}{V_l},$$

но принимается не более 1,0;

$k_l$  – коэффициент приведения скорости ветра к условиям водной поверхности для водоемов с характерной протяженностью до 20 км, принимаемый равным 1;

$V_l$  – скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью земли, соответствующей обеспеченности.

При определении ветрового нагона и элементов ветровых волн обеспеченность скорости ветра при основном сочетании нагрузок и воздействий (при НПУ) принимается для сооружений I и II классов капитальности 2 % и III и IV классов – 4 %. При особом сочетании нагрузок и воздействий (при ФПУ) эти обеспеченности принимаются для сооружений I и II классов 20 %, III класса – 30 % и IV класса – 50 %. Так как скорость ветра для особого сочетания нагрузок меньше, величина  $h_s$  при расчете для ФПУ получается меньшей.

Длина разгона волны, то есть длина водохранилища по направлению ветра, определяется по плану водохранилища с учетом розы ветров.

Высота наката на откос плотины фронтально подходящих волн обеспеченностью 1 % при глубине воды перед сооружением  $d > 2h_1$  % определяется по формуле

$$h_{\text{run1 \%}} = k_r k_p k_{sp} k_{\text{run}} h_1 \%, \quad (2.4)$$

где  $k_r$  и  $k_p$  – коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса;

$k_{sp}$  – коэффициент, значение которого зависит от величины коэффициента заложения откоса и скорости ветра;

$k_{\text{run}}$  – коэффициент, зависящий от коэффициента заложения откоса и от параметров расчетной волны;

$h_1$  % – высота волны 1%-й обеспеченности.

При подходе фронта волны к сооружению под углом  $\alpha_\omega$  со стороны открытой акватории величину наката волн на откос следует уменьшать умножением на коэффициент  $K_\alpha$ , принимаемый по табл. 2.3.

Таблица 2.3

Значения коэффициента  $K_\alpha$

Значение угла $\alpha_\omega$ , градус	0	10	20	30	40	50	60
$K_\alpha$	1,0	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

Параметры ветровых волн и коэффициенты в формулах (2.2) и (2.3) определяются в соответствии с указаниями ТКП [15]. Порядок расчетов по их определению приведен в прил. 2 и 3.

При устройстве на гребне плотины сплошного парапета, рассчитанного на воздействие волн (его высота обычно 1,2–1,5 м), возвышение его верха над расчетным уровнем верхнего бьефа определяется по формуле (2.1), а отметка гребня плотины в этом случае назначается наибольшей из следующих двух значений:

- отметка ФПУ;
- отметка НПУ + 0,3 м.

Гребень плотины обычно используется для устройства автомобильной или железной дороги, размеры которой назначают согласно требованиям соответствующих нормативных документов.

При устройстве по гребню плотины железной дороги ширина однопутного железнодорожного полотна должна быть не менее 7,5 м, двухпутного – не менее 11,7 м. Ширина гребня плотины с учетом инспекционных проездов шириной 4 м по обе стороны железнодорожного полотна должна быть не менее 15–20 м.

Основные размеры гребня плотины при устройстве на нем автомобильной дороги приведены в табл. 2.4.

Таблица 2.4

Основные параметры поперечного профиля  
дорожного полотна, м

Наименование параметра поперечного профиля	Значение параметра поперечного профиля для категорий дорог					
	I-а	I-б, I-в	II	III	IV	V
1. Число полос движения	4; 6	4; 6	2	2	2	2
2. Ширина полосы движения	3,75	3,5	3,5	3,5	3	2,75
3. Ширина проезжей части	7,5 × 2 11,25 × 2	7,5 × 2 11,25 × 2	7	7	6	5,5
4. Ширина обочины, в том числе:	3,75	3	3	2,5	2	1,25
укрепленной полосы	–	0,5	0,75	0,5	0,5	–
остановочной полосы	2,5	2,5	–	–	–	–
5. Наименьшая ширина разделительной полосы, в том числе:	2 + s	2 + s	–	–	–	–
укрепленной полосы	0,75	0,75	–	–	–	–
6. Ширина дорожного полотна	24,5 + s	22 + s	13	12	10	8

*Примечание:* s – ширина барьерного ограждения, устанавливаемого на разделительной полосе.

Для отвода поверхностных вод гребню плотины придается односторонний или двухсторонний поперечный уклон, а на обочинах устраиваются ливнестоки. Покрытие проезжей части автодороги выбирается в зависимости от ее категории и укладывается на подготовку из гравийно-песчаного или щебеночного грунта. Если гребень плотины сложен из глинистых грунтов, то для его защиты от промерзания укладывается слой несвязного (песчаного) грунта, толщина которого, включая и покрытие гребня, должна быть не менее глубины промерзания грунта в районе строительства.

По краям гребня устраивается ограждение в виде надолб, которые представляют собой бетонные столбики размером  $1 \times 0,3 \times 0,3$  м с шагом 4 м и более.

Если по гребню плотины автомобильная или железная дорога не устраивается, его минимальная ширина составляет 4,5 м.

В месте примыкания земляной плотины к бетонному водосбросному сооружению гребень ее уширяется для размещения на нем монтажной площадки. На монтажную площадку выводятся подкрановые пути для выезда на нее крана и производства монтажных и ремонтных работ по затворам. Длина монтажной площадки назначается равной  $(1,5-2,5)b$ , где  $b$  – ширина водосливного пролета водосбросной плотины. Необходимо иметь в виду, что найденная по зависимости (2.1) отметка гребня плотины не учитывает возможную в эксплуатационный период осадку тела плотины и основания. Поэтому в момент окончания строительства отметка гребня должна быть выше проектной на величину будущих осадок.

## 2.4. Крепление откосов

Откосы земляных плотин подвержены разрушающим воздействиям ветровых волн, льда, течений воды, атмосферных осадков и т. д. Для предотвращения их разрушения предусматриваются соответствующие виды креплений.

Для защиты верхних откосов земляных плотин рекомендуются следующие виды креплений:

- каменные;
- бетонные монолитные, железобетонные сборные и монолитные плиты с обычной и предварительно напряженной арматурой;

- асфальтобетонные;
- биологические.

При наличии данных, обоснованных исследованиями или опытом строительства и эксплуатации плотин, допускается применять и другие виды креплений (гравийно-галечниковые, грунтоцементные, из отработанных автомобильных покрышек и др.).

Вид крепления устанавливается на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом максимального использования средств механизации и местных материалов, физико-механических свойств грунта тела плотины и основания, агрессивности воды, долговечности крепления в условиях эксплуатации, архитектурных требований.

Крепление верхового откоса плотины подразделяется на *основное*, располагаемое в зоне наиболее интенсивного волнового и ледового воздействия, и *облегченное*, располагаемое ниже основного крепления (см. рис. 2.2).

Верхней границей основного крепления, как правило, является отметка гребня плотины. В случае значительного возвышения гребня плотины над расчетным уровнем воды основное крепление может заканчиваться ниже гребня на отметке, превышающей уровень воды в верхнем бьефе (ВБ) на величину  $h_{\text{губ1}}$  %, определяемую по зависимости (2.4). Выше этой отметки до гребня плотины в этом случае устраивается облегченное крепление.

Нижняя граница основного крепления назначается на отметке, заглубленной под минимальный уровень верхнего бьефа (обычно под уровень мертвого объема УМО) на величину  $H_{\text{кр}} = 2h_1$  % (см. рис. 2.2). При этом нижняя граница основного крепления должна быть ниже минимального уровня сработки водохранилища не менее чем на  $1,5h_{\text{л}}$ , где  $h_{\text{л}}$  – расчетная толщина ледяного покрова.

Нижняя граница облегченного крепления устраивается на отметке, где донные волновые скорости не превышают размывающих скоростей для грунтов, расположенных в пределах откоса и прилегающего к нему дна. Ориентировочно нижнюю границу облегченного крепления можно назначать на отметке, заглубленной на величину  $H_{\text{кр}}$  под нижнюю границу основного крепления.

Все типы креплений верхового откоса укладываются на подготовку в виде обратного фильтра, материал, число слоев и толщина кото-

рой выбираются в зависимости от крупности частиц грунта откоса плотины и наличия в карьере подходящих для этой цели грунтов. Устройство обратного фильтра под креплением необходимо для предотвращения суффозии грунта тела плотины при быстром понижении уровня воды в верхнем бьефе, когда начинается отток грунтовых вод из тела плотины в сторону верхнего бьефа. Конструкция и принцип работы обратного фильтра приведены ниже в п. 2.7.

**Крепления из камня** выполняются в виде наброски или мощения по слою подготовки в виде обратного фильтра, толщина которого достигает иногда 0,6 м (каждый слой не менее 15 см). Каменное крепление устраивается при высоте волны до 2,0 м. При расчете каменного крепления определяются вес и размеры камня, устойчивого против разрушающего воздействия волн, и толщина крепления.

Необходимый вес камня

$$Q = \frac{0,025 \gamma_k h^2 \lambda}{\left( \frac{\gamma_k}{\gamma_0} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^3}}, \quad (2.5)$$

где  $\gamma_k, \gamma_0$  – соответственно удельный вес камня и воды, кН/м<sup>3</sup>;

$h, \lambda$  – высота и длина расчетной волны, м;

$m$  – коэффициент заложения откоса.

Расчетный диаметр камня весом  $Q$ , приведенный к шару, вычисляется по формуле

$$D_{ш} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \gamma_k}}. \quad (2.6)$$

В наброске рекомендуется применять несортированный камень, при этом количество камней расчетного и большего диаметров не должно быть менее 50 % от общего количества камней. Толщина крепления из каменной наброски при несортированном камне  $\delta \geq 3D_{ш}$ , а при сортированном  $\delta \geq 2,5D_{ш}$ .

На рис. 2.3 представлена возможная конструкция крепления откоса из каменной наброски. Это надежный гибкий тип крепления, позволяющий применять механизированные способы укладки в любое время года.

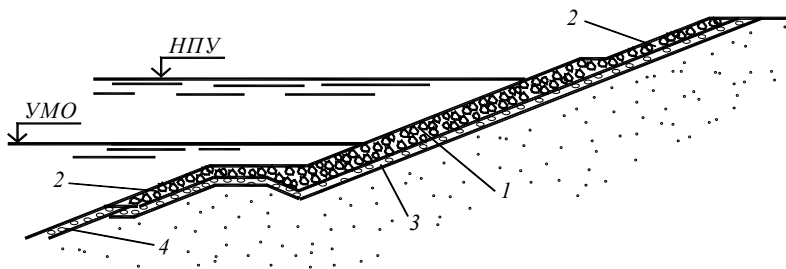


Рис. 2.3. Крепление откоса каменной наброской:  
 1 – основное крепление; 2 – облегченное крепление; 3 – обратный фильтр;  
 4 – гравий или щебень (толщина слоя 0,3 м)

Каменное мощение по слою щебеночной или гравийной подготовки требует меньше камня. Его толщина определяется формулой

$$\delta = 1,7 \frac{\gamma_0 \sqrt{1 + m^2}}{(\gamma_k - \gamma_0) m(m + 2)} h.$$

**Бетонные и железобетонные крепления** устраиваются из монолитных или сборных плит. Монолитные плиты используются для крепления откосов плотин на крупных водохранилищах при расчетной высоте волны 2–4 м. В плане они обычно имеют прямоугольную форму с соотношением сторон

$$1 \leq l_{sl} / b_{sl} \leq 2,$$

где  $l_{sl}$  – большая сторона плиты;

$b_{sl}$  – меньшая сторона, располагаемая перпендикулярно урезу воды и принимаемая равной  $0,4\lambda$ , но не более 20 м. Обычно плановые размеры этих плит не превышают  $20 \times 20$  м, а толщина составляет 15–50 см.

Швы между плитами могут быть открытыми, без уплотнений, или закрытыми, с уплотнениями. Чаще всего уплотнение швов выполняется установкой доски толщиной 2–2,5 см, пропитанной битумом, которая служит опалубкой при укладке в плиту бетонной смеси, а после твердения последней не снимается. Возможно уплотнение швов при помощи резиновых диафрагм.

Монолитные плиты с закрытыми швами могут укладываться на однослойную подготовку из песчано-гравийной смеси или щебня толщиной 0,15–0,25 м. Под открытыми швами устраивается ленточная подготовка трапецевидального поперечного сечения по типу обратного фильтра из двух-трех слоев разнозернистого материала.

Сборные плиты изготавливают толщиной 10–30 см и размерами в плане от  $1,5 \times 1,5$  до  $5 \times 5$  м. Размеры плит принимают, исходя из величины и характера действующих на них нагрузок и грузоподъемности автотранспорта и кранового оборудования. Сборные плиты всегда укладываются на подготовку в виде обратного фильтра и шарнирно соединяются между собой при помощи выпусков арматуры, что обеспечивает их совместную работу. Они могут использоваться при высоте расчетной волны до 1,5 м и толщине ледяного покрова до 0,8 м. Плиты объединяются в карты путем сварки или шарнирным соединением выпусков арматуры с заделкой швов бетоном или асфальтобетоном. Карты устраиваются прямоугольными с соотношением сторон  $1 \leq l_{sl}/b_{sl} \leq 2$ , где  $l_{sl} = 20\text{--}24$  м, а  $b_{sl} = 10\text{--}14$  м.

Прочность плиты рассчитывается, как и прочность балки на упругом основании, по значению наибольшего изгибающего момента от динамического давления волны, определяемого по указаниям ТКП [15]. Так как на плиту кроме волнового давления при откате волны действует фильтрационное противодействие, толщину плиты следует проверять расчетом на всплытие [5, с. 332]. Пример конструкции крепления бетонными плитами представлен на рис. 2.4.

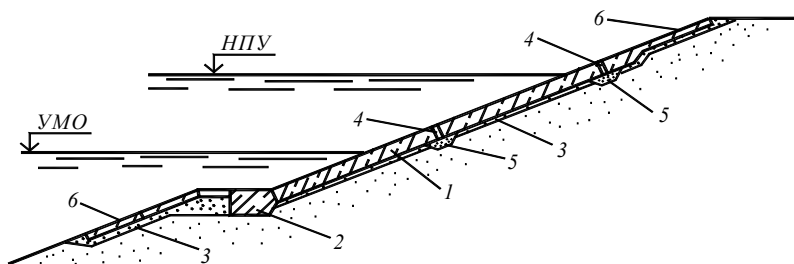


Рис. 2.4. Пример конструкции крепления откоса бетонными плитами:  
 1 – плиты основного крепления; 2 – упор для основного крепления;  
 3 – втрамбованный щебень толщиной 0,1 м; 4 – швы; 5 – обратный фильтр  
 под швами; 6 – облегченное крепление



**Асфальтобетонные крепления** устраиваются из асфальтобетона, представляющего собой смесь битума с тонко измельченным доломитом или известняком с добавлением песка, щебня или гравия. Такие крепления укладываются от гребня до подошвы плотины, одновременно они выполняют роль противодиффузионного экрана. Покрытия могут быть однослойными (толщина слоя 8–12 см) и двухслойными. Для предотвращения старения и защиты от действия ультрафиолетовых лучей на поверхность асфальтобетонных покрытий наносят слой мастики со стабилизирующими добавками и покрывают их светлой краской. Покрытия из асфальтобетона имеют меньшую прочность, чем бетонные и железобетонные, поэтому они могут использоваться при высоте расчетной волны до 2 м.

**Грунтоцементные покрытия** выполняются из смеси песка, цемента (до 10 %) и воды. Грунтоцементная смесь укладывается слоями толщиной 15 см и уплотняется катками. Толщина покрытия в направлении нормально к откосу должна быть не менее 1 м. Применять это покрытие следует при высоте волн до 1 м и нельзя допускать его промерзания, так как это ведет к появлению трещин. Необходимо также предусматривать мероприятия по борьбе с противодавлением.

**Биологическое крепление** верхового откоса применяется достаточно редко – для невысоких плотин высотой до 5–7 м при расчетной высоте волны не более 0,7 м. Оно выполняется путем посадки на откосе ивовых черенков или хлыстов. Молодая поросль ивовых пород, зарытая в землю, дает побеги. Образующиеся затем густая растительность и мощная корневая система скрепляют грунт, повышают устойчивость откоса против волнового воздействия. Однако это крепление начинает работать на второй-третий год, когда поросль и корневая система достаточно разовьются, а до этого откосы должны защищаться временным креплением, которое не препятствует развитию поросли. Таким креплением могут быть хворостяная выстилка и солома. Необходимо отметить, что с течением времени это крепление набирает прочность, оно не требует затрат на ремонт и восстановление.

Верхний ряд насаждений располагают на отметке выше ФПУ на высоту волны, а нижний ряд – на такой отметке, чтобы продолжительность непрерывного затопления взрослых посадок не превышала 2–2,5 месяцев. При этом вершины посадок должны возвышаться над водой не менее чем на 0,5 м.

Для невысоких плотин в некоторых случаях может оказаться экономически выгодным устраивать пологие волноустойчивые (пляжные) откосы без специального крепления или уположенные откосы с облегченным креплением. При технико-экономическом сравнении вариантов волноустойчивого и нормального откосов следует учитывать увеличение площади отчуждаемых под водохранилище земель в случае пляжного откоса по сравнению с откосом нормального профиля.

Низовой откос земляной плотины подвержен воздействиям различных факторов, которые и определяют конструкции его крепления.

В нижней части откоса ниже уровня воды в нижнем бьефе (НБ), который подвержен воздействию льда, а в отдельных случаях и волн, крепление подбирается по тем же принципам, что и крепление верхового откоса. Как правило, в этой зоне откос крепится каменной наброской, из которой выполняется дренажный банкет или наслонный дренаж плотины. Крупность камня в этом случае определяется по зависимостям (2.5), (2.6). Остальная часть низового откоса защищается от воздействия атмосферных осадков и ветра и, при необходимости, от разрушения землеройными животными.

Наиболее распространенными креплениями низовых откосов являются *залужение* и *гравийно-галечниковые покрытия*. *З а л у ж е н и е* – это искусственное создание травяного и дернового покрова путем посева трав или одерновки.

Самым простым и дешевым способом крепления низовых откосов является сплошное залужение, то есть посев многолетних трав. Так как грунт откоса непригоден для произрастания трав, по всей его поверхности предварительно насыпают слой растительного грунта толщиной 0,2–0,3 м, по которому высевают многолетние травы. Для предотвращения сползания растительного грунта по крутому откосу на нем могут предварительно нарезать борозды, параллельные бровке откоса. Основным недостатком этого типа крепления заключается в том, что до появления прочной корневой системы рыхлый растительный грунт может разрушаться во время обильных дождей и ливней.

Одерновка низового откоса может выполняться сплошной и в клетку. При сплошной одерновке по откосу сначала укладывают слой растительного грунта толщиной 0,1–0,15 м, а затем – дерн. При одерновке в клетку последние заполняются растительным грунтом, в котором высеваются многолетние травы. К откосу дерн крепится при помощи деревянных колышков.

Крепление откоса посевом трав применяется при благоприятных климатических условиях. В районах с жарким и засушливым климатом, с сильными ветрами низовые откосы закрепляют слоем гравино-галечникового грунта толщиной 0,1–0,2 м.

## 2.5. Фильтрация в теле грунтовых плотин

В теле грунтовой плотины под воздействием напора  $H$  происходит движение грунтовых вод, называемое *фильтрацией* в теле плотины. Движущийся поток грунтовых вод называется *фильтрационным потоком*. Свободная поверхность фильтрационного потока называется *кривой депрессии* (рис. 2.5). Поскольку имеется свободная поверхность, фильтрация в рассматриваемом случае безнапорная.

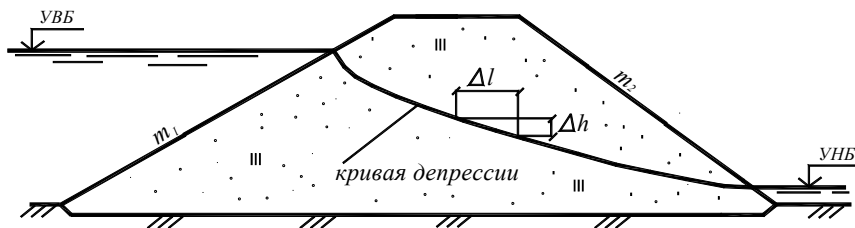


Рис. 2.5. Фильтрация в теле грунтовой плотины

Падение напора по длине называется *фильтрационным градиентом*. Фильтрационный градиент

$$I = \frac{\Delta h}{\Delta l}.$$

Если взять предел, то получим

$$I = \lim_{\Delta l \rightarrow \infty} \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{dh}{dl}.$$

Чем больше градиент, тем больше силовое воздействие фильтрационного потока на частицы грунта. В результате такого воздействия может происходить суффозия грунта, то есть вымывание его

частиц. Это может привести к разрушению скелета грунта и, как следствие, к разрушению плотины. Каждый грунт имеет допустимый градиент фильтрации, то есть такой, превышение которого приводит к разрушению скелета грунта.

Для предотвращения вредного воздействия фильтрационного потока в теле грунтовых плотин устраиваются противофильтрационные устройства и дренажи.

## **2.6. Противофильтрационные устройства в теле и основании грунтовых плотин**

В грунтовых плотинах, тело которых выполнено из сильноводопроницаемых грунтов, устраиваются противофильтрационные устройства. Они предназначены:

- для уменьшения фильтрационного расхода через сооружение;
- заглубления депрессионной кривой с целью повышения устойчивости низового откоса и предотвращения пучения грунта при промерзании;
- уменьшения градиента фильтрационного потока и предотвращения фильтрационных деформаций грунта тела плотины.

Противофильтрационные устройства выполняются из маловодопроницаемых материалов и подразделяются на две группы:

- 1) из грунтовых материалов (ядра, экраны и понуры);
- 2) негрунтовых материалов (экраны, диафрагмы и завесы).

Выбор типа противофильтрационного устройства зависит от параметров плотины, физико-механических характеристик грунтов тела плотины и основания, наличия необходимых материалов в районе строительства, условий и методов производства работ и т. д.

В земляных плотинах противофильтрационные устройства чаще всего выполняются из маловодопроницаемых грунтов в виде центрального ядра, экрана, а при глубоком залегании в основании водоупора – экрана с понуром (см. рис. 2.1).

**Грунтовое ядро** располагается вертикально по оси плотины (см. рис. 2.1, б) или несколько смещается в сторону верхнего бьефа. Иногда устраивается наклонное ядро (см. рис. 2.1, в).

Размеры ядра назначаются исходя из наличия необходимых материалов и средств механизации. Толщина его увеличивается свер-

ху вниз. Минимальная толщина ядра поверху должна быть не менее 0,8 м, однако из условия механизированного производства работ эту толщину сложно сделать менее 2–3 м. Толщина понизу назначается исходя из допустимого градиента фильтрационного потока и должна быть

$$\delta \geq \frac{H}{J_{\text{доп}}}, \quad (2.7)$$

где  $H$  – напор на плотину, м;

$J_{\text{доп}}$  – допустимый градиент фильтрационного потока, который для экранов и ядер из суглинки, глины и глинобетона принимается  $J_{\text{доп}} = 4\text{--}10$ .

Отметка гребня ядра должна быть выше форсированного уровня с учетом ветрового нагона, но без учета наката волны. Сверху гребень ядра покрывается защитным слоем песка толщиной не менее глубины промерзания грунта в районе строительства. Если тело плотины отсыпается из крупнозернистых грунтов (галька, гравий), то по границам с ядром с верховой и низовой стороны укладываются переходные слои по типу обратного фильтра.

**Грунтовый экран** – это противофильтрационное устройство, располагаемое по верховому откосу плотины (см. рис. 2.1, з). Толщина экрана измеряется по нормали к внутреннему откосу и назначается так же, как и для ядра, – поверху не менее 0,8 м и не менее 2–3 м при механизированной укладке, понизу исходя из допустимого градиента по формуле (2.7). Отметка гребня экрана после окончания осадок должна быть не ниже ФПУ с учетом высоты наката волны и ветрового нагона.

С верховой стороны экран покрывают защитным слоем песка толщиной не менее 1 м. Заложение откосов экрана назначается из условия обеспечения устойчивости на сдвиг защитного слоя по поверхности экрана и защитного слоя вместе с экраном по поверхности грунта тела плотины. При этом коэффициент заложения верхового откоса экрана обычно принимается равным коэффициенту заложения верхового откоса плотины и должен быть не менее 2,5–3. Угол наклона низового откоса экрана к горизонту должен быть не менее угла внутреннего трения грунта тела плотины.

**Понур** применяется при глубоком залегании в основании плотины водоупора и представляет собой горизонтальную постель в верхнем бьефе, покрывающую дно перед плотиной. На практике чаще всего понур устраивается вместе с экраном (см. рис. 2.1, д). Иногда с понуром устраивается ядро. Как правило, понур выполняется из того же материала, что и экран или ядро. Длина понура назначается в зависимости от допустимых фильтрационных расходов, а также по условию недопущения опасных фильтрационных деформаций грунта основания плотины. Предварительно длину понура рекомендуется принимать в пределах

$$l_{\text{п}} = (1-2)H,$$

где  $H$  – напор на плотину, а в дальнейшем она должна уточняться фильтрационными расчетами.

Толщина понура определяется по зависимости (2.7), при этом градиент фильтрационного потока должен быть не более 10–12. Минимальная толщина понура в его начале должна быть не менее 0,5 м. Для обеспечения хорошего сопряжения понура с экраном толщина его увеличивается по направлению к экрану. Сверху понур пригружается защитным слоем из несвязного грунта толщиной 1–2 м для защиты его от атмосферных воздействий, от машин и механизмов во время строительства.

Если понур укладывается на крупнозернистый грунт (гравий, галька) или сильно трещиноватую скалу, то под ним укладывается подготовка в виде обратного фильтра.

**Противофильтрационные устройства из негрунтовых материалов** в земляных плотинах применяются редко, только при отсутствии в районе строительства необходимых глинистых грунтов или неблагоприятных климатических условиях (длительный период дождей, суровая и длительная зима), когда возведение ядер или экранов затруднительно.

Чаще всего из негрунтовых материалов устраивают экраны, которые выполняются из полимерных пленок. Полимерные пленки водонепроницаемы, обладают достаточной прочностью, эластичны, устойчивы против коррозии, хорошо свариваются или склеиваются между собой. Для замедления процесса старения полимеров к ним

добавляют стабилизаторы, например 2–3 % сажи. Эти материалы дешевы и поэтому весьма перспективны.

При устройстве экрана из полимерных пленок необходимо защищать его от механических повреждений и воздействия солнечных лучей. С этой целью пленки укладываются на подготовку из песка толщиной 0,3–0,5 м, а сверху покрываются защитным слоем песка толщиной не менее 0,5 м. Так как коэффициент трения грунта по пленке сравнительно невелик, заложение верхового откоса плотины должно быть не менее 2,5–3. Для защиты пленок от повреждения грызунами и корнями растений подстилающий и защитный слой песка обрабатываются пестицидами.

Асфальтобетонные экраны одновременно являются и креплением верхового откоса (см. п. 2.4). Такие экраны достаточно надежны в эксплуатации, обладают достаточной гибкостью, но подвержены старению, что ведет к потере гибкости. Причинами старения асфальтобетона являются испарение из него масел, окисление под воздействием кислорода и полимеризация под влиянием солнечных лучей. Однако процесс старения протекает достаточно медленно, и за это время осадки тела плотины уже затухают.

Бетонные и железобетонные экраны в земляных плотинах не применяют, так как вследствие осадок грунта тела плотины и оседания в них будут появляться трещины.

Асфальтобетонные диафрагмы устраивают из литого, пластичного и уплотняемого горячего асфальтобетона. Толщина диафрагмы назначается из условия сохранения ее сплошности и несущей способности в строительный и эксплуатационный периоды и составляет не менее 0,5 м для низконапорных плотин. С обеих сторон от диафрагмы устраиваются переходные слои, состав грунта которых подбирается из условия недопустимости проникновения в его поры асфальтобетона.

Бетонные и железобетонные диафрагмы выполняются из бетона марки не менее W8 по водонепроницаемости и достаточной прочности. Бетонные диафрагмы имеют переменную толщину: поверху не менее 0,5 м, у основания  $(0,05-0,1)H_{пл}$ , где  $H_{пл}$  – высота плотины. Диафрагмы разрезают вертикальными температурно-осадочными швами с уплотнениями из металлических листов. Для увеличения водонепроницаемости диафрагмы ее напорную грань покрывают гидроизоляцией, а для кольматации возможных трещин в ней со

стороны верховой грани укладывают слой глинистого грунта толщиной 0,1–0,15 ее высоты. С низовой стороны диафрагмы укладывается вертикальный дренаж из несвязного грунта. Сопряжение диафрагмы со скальным основанием осуществляется, как правило, в виде шарнира или свободного опирания.

Если основания плотин сложены скальными или крупнообломочными породами, то в таких основаниях в качестве противофильтрационных устройств применяются *инъекционные завесы*. Они выполняются путем нагнетания через систему скважин, пробуренных в основании плотины, специальных растворов различного состава и консистенции. Это могут быть цементные растворы, силикатные (жидкое стекло), глиноцементные и др. Толщина инъекционной завесы в основании принимается не менее 0,1 напора на плотину. Такие завесы могут применяться также в теле плотины (диафрагмы).

## 2.7. Дренажи

Дренажные устройства в теле и основании земляных плотин выполняются с целью:

- приема и организованного отвода в нижний бьеф фильтрационного потока во избежание фильтрационных деформаций грунтов;
- уменьшения зоны действия фильтрационного потока для повышения устойчивости низового откоса плотины;
- недопущения выхода фильтрационного потока на низовой откос и заглупления кривой депрессии ниже глубины промерзания;
- ускорения процесса консолидации глинистых грунтов тела плотины и основания и уменьшения порового давления.

Дренаж состоит из приемной и отводящей частей. Приемная часть устраивается на контакте дренажа с телом плотины и выполняется в виде обратного фильтра, отводящая – из более водопроницаемого материала (например, камня) или из дренажных труб.

**Обратный фильтр** (рис. 2.6) состоит из нескольких слоев несвязного грунта, уложенных нормально к направлению движения фильтрационного потока таким образом, чтобы крупность частиц грунта, образующего слои обратного фильтра, возрастала по направлению течения воды.



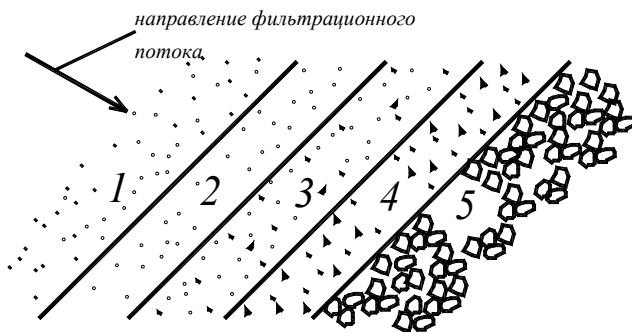


Рис. 2.6. Пример конструкции обратного фильтра:  
 1 – защищаемый грунт (мелкозернистый песок); 2–4 – слои обратного фильтра (соответственно среднезернистый песок, крупнозернистый песок, гравий);  
 5 – дренаж (приемная часть) из каменной наброски

Зерновой состав грунтов обратного фильтра подбирается из условия обеспечения фильтрационной прочности сопрягающихся грунтов в процессе возведения и в период эксплуатации плотин и должен удовлетворять следующим требованиям:

- частицы защищаемого грунта не должны просыпаться и вымываться в поры первого слоя фильтра, за исключением тех частиц, вынос которых не ведет к опасной осадке сооружения;
- частицы одного слоя не должны просыпаться и вымываться в поры следующего слоя фильтра, а частицы последнего слоя – в дренаж;
- поры обратного фильтра с течением времени не должны кольматироваться частицами грунта, вынос которых из тела плотины допустим.

Толщина каждого слоя обратного фильтра по фильтрационным условиям должна быть не менее  $5d_{85}$  и одновременно не менее 0,2 м, где  $d_{85}$  – диаметр частиц, масса которых вместе с массой более мелких фракций составляет 85 % массы грунта всего слоя. Основным вопросом при проектировании обратных фильтров является выбор гранулометрического состава слоев. Для этой цели разработаны методы, изложенные в соответствующей литературе.

При возведении земляных насыпных плотин могут устраиваться два вида дренажей: дренаж низового клина плотины и дренаж основания плотины.

**Дренаж низового клина** земляных плотин устраивается всегда, за исключением случаев, когда депрессионная кривая без устройства дренажа достаточно удалена от поверхности низового откоса и не попадает в зону промерзания. Это могут быть следующие случаи: когда низовой клин плотины выполнен из крупнозернистого материала (гравий, галька), основание плотины сложено крупнозернистыми грунтами (крупный песок, гравий, галька), плотина выполнена с экраном, ядром или диафрагмой при небольшом фильтрационном расходе и обеспечении его отвода за пределы низового клина.

Дренажные устройства по своей конструкции и местоположению разделяют на три типа: *наружные*, расположенные на низовом откосе плотины, *внутренние*, располагаемые в теле плотины, и *комбинированные*.

Основные типы дренажей низового клина земляных плотин приведены на рис. 2.7.

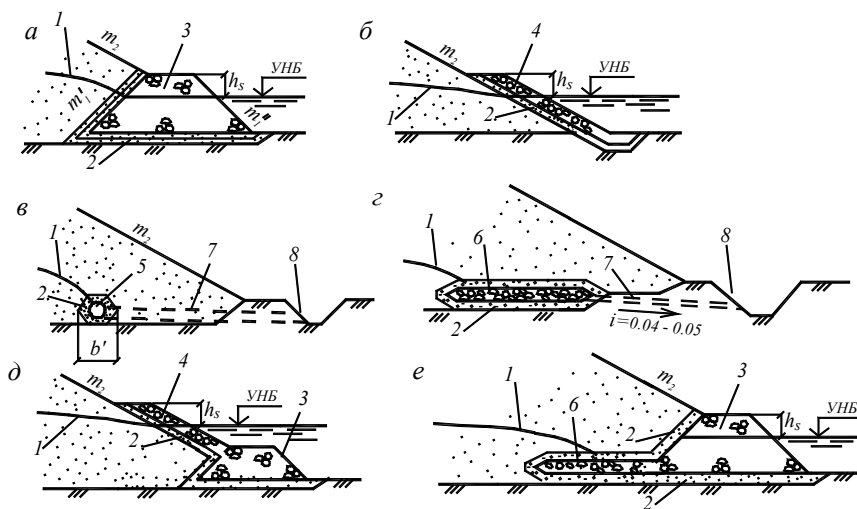


Рис. 2.7. Схемы дренажных устройств в низовом клине плотины:  
 а – дренажный банкет; б – наклонный дренаж; в – трубчатый дренаж;  
 г – горизонтальный дренаж; д, е – комбинированные дренажи;  
 1 – кривая депрессии; 2 – обратный фильтр; 3 – дренажная призма; 4 – каменная  
 наброска наклонного дренажа; 5 – труба; 6 – дренажная лента;  
 7 – отводящая труба; 8 – отводящий канал

Наиболее распространенным типом дренажа является **дренажный банкет** (дренажная призма) (рис. 2.7, а), который устраивается из каменной наброски в русловой части плотины и на участках, перекрывающих затапливаемую пойму. Банкет обычно выполняют отсыпкой камня в воду при перекрытии русла. По внутреннему откосу банкета укладывается обратный фильтр. При наличии в основании мелкозернистого грунта и значительных выходных градиентов фильтрационного потока под банкетом также предусматривается устройство обратного фильтра.

Возвышение гребня дренажного банкета над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе  $h_s$  определяется с учетом ветрового нагона воды и наката волны (если в НБ возможно образование волн) и должно быть не менее 0,5 м. Ширину банкета поверху назначают, исходя из условий производства работ, но не менее 1 м. Заложение внутреннего откоса банкета принимается равным углу естественного откоса каменной наброски и обычно принимается не круче чем 1:1. Банкет должен быть запроектирован так, чтобы кривая депрессии была заглублена под поверхность низового откоса на величину  $d_f$ , определяемую из условия

$$d_f \geq h_{\text{пр}} + h_{\text{к.п}}, \quad (2.8)$$

где  $h_{\text{пр}}$  – наибольшая глубина промерзания в районе строительства;

$h_{\text{к.п}}$  – высота максимального капиллярного поднятия воды в грунте тела плотины.

**Наслонный дренаж** (рис. 2.7, б) рекомендуется применять на участках плотины, перекрывающих затапливаемую пойму, при отсутствии на месте строительства достаточного количества камня или при высоких максимальных уровнях воды в нижнем бьефе, что делает невозможным или нецелесообразным устройство дренажного банкета, а также для защиты низовых откосов уже построенных плотин в случае выхода на них фильтрационного потока. Наслонный дренаж не понижает кривую депрессии в теле плотины, а только предотвращает оплывание низового откоса.

Толщина наслонного дренажа вместе с обратным фильтром назначается из условий производства работ и должна быть не менее величины

$$t \geq 5d_{85} + t_f,$$

где  $d_{85}$  – диаметр частиц, масса которых вместе с массой более мелких фракций составляет 85 % массы грунта всего дренажного слоя;

$t_f$  – толщина обратного фильтра.

Превышение гребня наклонного дренажа над максимальным уровнем нижнего бьефа  $h_s$ , а также заглубление кривой депрессии  $d_f$  определяются как и для дренажного банкета.

**Трубчатый дренаж** (рис. 2.7, в) применяется только на тех участках плотин, где в период эксплуатации отсутствует вода в нижнем бьефе. Он выполняется из бетонных или асбестоцементных перфорированных труб с заделанными или незаделанными стыками, а также из керамических (гончарных) труб и трубофильтров, изготовленных из пористого бетона. Трубчатый дренаж с обсыпкой в виде обратного фильтра укладывается параллельно подошве низового откоса с уклоном в сторону русла реки.

Фильтрационный поток поступает в дрены через отверстия в трубах или через стыки труб, а выводится из продольных дрен через поперечные выпуски, располагаемые примерно через 20–50 м.

Местоположение трубчатого дренажа в низовом клине плотины выбирается из условия экономически целесообразного заглубления кривой депрессии с учетом условия (2.8). Диаметр дренажных труб определяется гидравлическим расчетом и должен приниматься не менее 200 мм. Скорость движения потока в трубчатом дренаже должна быть в пределах  $0,25 \leq v \leq 0,75$  м/с, режим движения – безнапорный. Ширина дренажа вместе с обратным фильтром

$$b' \geq 0,5 \frac{q}{k},$$

где  $q$  – удельный фильтрационный расход через тело плотины;

$k$  – коэффициент фильтрации грунта тела плотины.

По длине трубчатого дренажа через каждые 50–200 м устраиваются смотровые колодцы с внутренним диаметром 100 см. Смотровые колодцы устраивают в местах изменения диаметра или уклона дренажа, а при его больших уклонах и, следовательно, при недопустимых скоростях течения применяют колодцы с перепадом, что позволяет уменьшить уклон трубчатого дренажа.

**Горизонтальный дренаж** (рис. 2.7, *з*) в виде сплошного дренажного слоя или в виде отдельных горизонтальных поперечных (отводящих) и продольных (приемных) лент (тюфяков) применяют в тех случаях, когда необходимо значительно заглубить кривую депрессии или ускорить консолидацию малопроницаемых грунтов основания под действием нагрузки от веса плотины. Дренажные ленты заглубляются со стороны нижнего бьефа в тело плотины, выполненной из глинистых грунтов, не более чем на 30–50 % ее ширины по основанию, а для плотин из песчаных грунтов – на 25–30 %. Отводящие устройства в виде лент или труб устраиваются с уклоном в сторону подошвы низового откоса  $i = 0,04–0,05$ .

**Комбинированные дренажи** представляют собой различные сочетания из указанных выше. Примеры таких дренажей представлены на рис. 2.7, *д, е*.

**Дренаж основания** земляных плотин устраивается в том случае, когда плотины возводятся на глинистых грунтах, насыщенных водой. Для ускорения процесса консолидации грунта в низовом клине плотины устраивается горизонтальный дренаж и дополнительно в основании выполняется вертикальный дренаж в виде буровых скважин. Вертикальные разгрузочные дрены устраиваются также и в том случае, когда в основании плотин с поверхности залегает сравнительно тонкий слой глинистого грунта, подстилаемого песком и гидравлически связанного с верхним бьефом. Вертикальный дренаж в этом случае снимает противодавление фильтрационного потока и предотвращает выпор грунта в нижнем бьефе.

## 2.8. Фильтрационные расчеты

Фильтрационные расчеты земляных плотин выполняются с целью определения положения депрессионной кривой, установления градиентов и скоростей фильтрационного потока и определения фильтрационного расхода.

Существует несколько методов фильтрационных расчетов.

**Гидромеханические методы расчета** основаны на решении уравнения Лапласа при заданных граничных условиях.

Основным дифференциальным уравнением, описывающим движение грунтовых вод, является уравнение Лапласа

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0, \quad (2.9)$$

где  $\varphi = -kh$  – потенциальная функция;

$h$  – напор.

Уравнение (2.9) можно записать в следующем виде:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0. \quad (2.10)$$

Скорости фильтрации

$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = -k \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -k \frac{\partial h}{\partial y}, \quad (2.11)$$

где  $v_x$  и  $v_y$  – составляющие скорости фильтрации по осям  $x$  и  $y$ .

С учетом выражений (2.11) получаем дифференциальное уравнение относительно скоростей фильтрации:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0. \quad (2.12)$$

Пользуясь этими методами, можно определить все параметры фильтрационного потока в любой точке области фильтрации. Они дают наиболее точные результаты, но сложны и неудобны в задании граничных условий. Эти методы разработаны только для наиболее простых расчетных схем (однородная плотина, расположенная на горизонтальном водоупоре и на водопроницаемом основании конечной или бесконечной мощности при равенстве коэффициентов фильтрации грунтов тела плотины и основания:  $k_T = k_{oc}$ ). В связи с этим их практическое использование ограничено.

Решение уравнений (2.9)–(2.12) также лежит в основе экспериментальных и гидромеханических методов фильтрационных расчетов.

Наиболее распространенным экспериментальным методом является метод электрогидродинамических аналогий (ЭГДА), разрабо-

таный Н. Н. Павловским. Метод основан на том, что движение фильтрационного потока в грунте и движение электрического тока в проводнике описываются одинаковыми дифференциальными уравнениями. Пользуясь этим методом можно решать задачи плоской, плановой и пространственной фильтрации.

Наибольшее распространение в проектной практике получили **гидравлические методы расчета**. Эти методы менее точны, чем гидромеханические, но значительно проще и дают решения для самых разнообразных расчетных схем. Они основаны на законе Дарси с применением формулы Дюпюи.

Закон Дарси записывается следующей формулой:

$$Q = k \cdot \omega \cdot I,$$

где  $Q$  – расход воды;

$k$  – коэффициент фильтрации грунта;

$\omega$  – полная площадь сечения потока, включая частицы грунта;

$I$  – гидравлический градиент.

Формула Дюпюи для случая фильтрации в грунтовых плотинах имеет вид

$$\frac{q}{k} = \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2 \cdot l},$$

где  $q$  – удельный фильтрационный расход;

$h_1$  и  $h_2$  – глубины воды в двух смежных сечениях относительно принятой плоскости сравнения;

$l$  – расстояние между принятыми сечениями.

Решение уравнения Дюпюи для различных расчетных схем дает расчетные зависимости по определению положения кривой депрессии, фильтрационного расхода и других параметров фильтрационного потока. Эти зависимости приведены в литературе [2, 8, 11], а также в прил. 4. При выводе расчетных зависимостей приняты следующие упрощения и допущения:

– рассматривается движение грунтовых вод в одной плоскости (плоская задача); скорости, перпендикулярные этой плоскости, принимаются равными нулю;

– грунт тела плотины считается однородным изотропным, то есть величина коэффициента фильтрации в любой точке области фильтрации постоянна по всем направлениям;

– потери напора в креплении верхового откоса, в защитном слое над экраном и понуром не учитываются;

– при наличии водоупора в основании плотины он считается теоретически водонепроницаемым.

В зависимости от водопроницаемости грунтов основания все расчетные схемы делятся на две группы: плотины на водоупоре (водонепроницаемом основании) и плотины на водопроницаемом основании. За водоупор принимается грунт, коэффициент фильтрации которого меньше коэффициента фильтрации грунта тела плотины в 25 и более раз.

В соответствии с принятым типом плотины, конструкцией противофильтрационных и дренажных устройств выбирается расчетная схема и соответствующие ей формулы (см. прил. 4).

При определении полного фильтрационного расхода через земляную плотину ее разбивают по длине на ряд характерных участков  $l_1, l_2, \dots, l_n$ , в пределах которых имеются одинаковые геологические условия в основании и примерно одинаковые напоры. Для каждого участка определяют удельные расходы  $q_1, q_2, \dots, q_n$ , принимая напор средним по участку. Полный фильтрационный расход через земляную плотину определяется по зависимости

$$Q = q_1 l_1 + q_2 l_2 + \dots + q_n l_n.$$

Проверка фильтрационной прочности грунта тела плотины, ее основания и противофильтрационных устройств производится по контролирующему градиенту фильтрационного потока

$$J_k \leq \frac{J_{кр}}{k_H}, \quad (2.13)$$

где  $J_k$  – средний градиент напора фильтрационного потока в расчетной области фильтрации, контролирующий фильтрационную прочность грунта;



$k_n$  – коэффициент надежности, определяемый по табл. 1.1;  
 $J_{кр}$  – критический средний градиент напора, принимаемый по табл. 2.5.

Таблица 2.5

Значение критических средних градиентов напора

Грунт	Значение $J_{кр}$ для		
	понура	экрана и ядра	тела и призмы плотины
Глина, глинобетон	15	12	2–8
Суглинок	10	8	1,5–4
Супесь	3	2	1–2
Песок:			
средний	–	–	1
мелкий	–	–	0,75

Проверку выполнения условия (2.13) необходимо проводить для всех возможных зон возникновения фильтрационных деформаций (в теле плотины, ее основании, в местах выхода фильтрационного потока в нижний бьеф и в дренаж, в противофильтрационных устройствах и на их границах с телом плотины).

В случае однородной плотины контролирующий градиент определяется по зависимости

$$J_k = \frac{H_1 - H_2}{L + \Delta L_B}.$$

Для противофильтрационных устройств из грунтовых материалов (ядро, экран) контролирующий градиент

$$J_k = \frac{\Delta h}{\delta_{ср}},$$

где  $\Delta h$  – потери напора в противофильтрационном элементе;

$\delta_{ср}$  – средняя толщина противофильтрационного элемента (например, ядра или экрана).

## 2.9. Расчеты устойчивости откосов плотины по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения

Откосы грунтовых плотин при некоторых условиях могут потерять устойчивость. В таком случае происходит их оползание, что в свою очередь может привести к разрушению плотины. С целью определения минимального коэффициента запаса устойчивости откосов плотины для запроектированного поперечного профиля необходимо выполнять расчеты устойчивости откосов. При расчетах устойчивости откосов плотин рассматриваются следующие расчетные случаи.

**Для низового откоса:**

1. *Основной расчетный случай:* уровень воды в верхнем бьефе находится на отметке НПУ, в нижнем бьефе – максимальный, образующийся при пропуске в НБ расчетного паводкового расхода, но не более  $0,2h$ , где  $h$  – высота откоса, в теле плотины – установившаяся фильтрация, дренажные устройства работают нормально.

2. *Особый расчетный случай:* в верхнем бьефе – форсированный подпорный уровень (ФПУ), в нижнем бьефе глубина воды принимается максимальной, соответствующей пропуску поверочного паводкового расхода, дренаж не работает.

**Для верхового откоса** рассматриваются два основных расчетных случая и один особый.

*Первый основной расчетный случай:* максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от НПУ с наибольшей возможной скоростью с учетом фильтрационных сил, возникающих в верховой упорной призме плотины.

*Второй основной расчетный случай:* уровень воды в верхнем бьефе находится на самой низкой эксплуатационной отметке, но не ниже  $0,2h$  (где  $h$  – высота откоса), уровень грунтовых вод в теле плотины принимается на той же отметке, что и в водохранилище.

*Третий расчетный случай (особый):* максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от ФПУ с наибольшей возможной скоростью, при этом учитываются фильтрационные силы, возникающие в верховой упорной призме плотины.

Существует несколько методов расчета устойчивости откосов. Наиболее распространенным является расчет по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. Суть этого метода заключается в

следующем. На основании экспериментальных данных делается допущение, что оползание откоса может произойти по некоторой цилиндрической кривой скольжения, очерченной радиусом  $R$  (рис. 2.8).

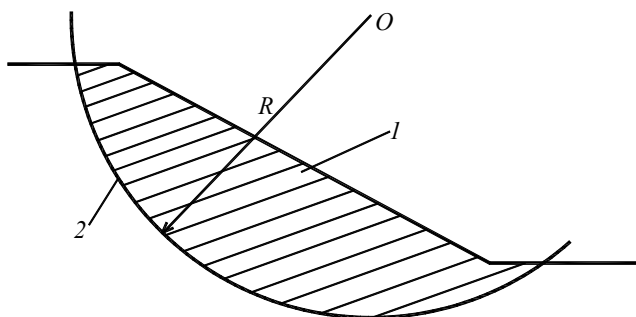


Рис. 2.8. К расчету устойчивости откоса:  
1 – призма обрушения; 2 – кривая скольжения

Оползающий массив грунта (призма обрушения) в момент разрушения рассматривается как одно монолитное тело. Для определения устойчивости этого тела необходимо определить соотношение моментов реактивных (удерживающих) сил и моментов активных (сдвигающих) сил относительно точки  $O$ . Устойчивость обеспечивается при соблюдении условия

$$n_c \cdot M_a \leq \frac{m}{k_H} M_p$$

или

$$\frac{M_p}{M_a} \cdot \frac{m}{n_c} \geq k_H, \quad (2.14)$$

где  $n_c$  – коэффициент сочетания нагрузок;

$M_a$  – сумма моментов сдвигающих сил;

$m$  – коэффициент условий работы;

$M_p$  – сумма моментов удерживающих сил;

$k_H$  – коэффициент надежности по ответственности сооружения, зависящий от класса сооружения (см. табл. 1.1).

Левая часть уравнения (2.14) представляет собой коэффициент запаса устойчивости  $k_y$ . Таким образом, должно соблюдаться условие  $k_y \geq k_n$ . Расчет выполняется в следующем порядке (рис. 2.9).

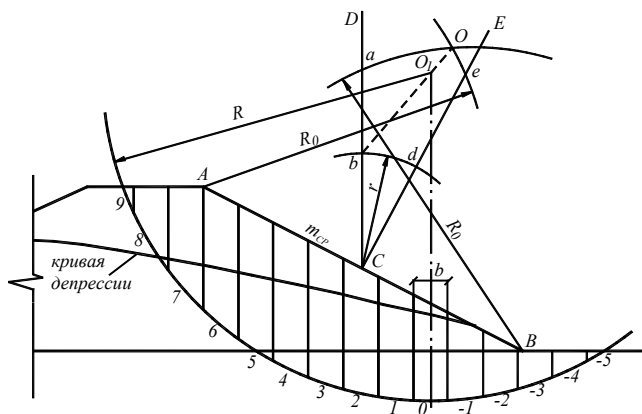


Рис. 2.9. Схема к расчету устойчивости низового откоса

1. Выбирается центр кривой скольжения  $O_1$  и из него радиусом  $R$  проводится кривая скольжения. О выборе положения точки  $O$  см. ниже.

Расчетная кривая скольжения радиусом  $R$  должна пересекать гребень плотины и захватывать часть основания плотины, если оно сложено нескальными грунтами. В случае скального грунта кривая скольжения должна касаться его поверхности. При расчетах откосов из песчаных грунтов на песчаном основании наиболее опасная кривая скольжения проходит через подошву откоса (точка  $B$ ), а если в основании залегает глинистый грунт, может захватывать часть основания на глубину, обычно не превышающую высоту плотины, считая от поверхности грунта основания.

2. Выделенная призма обрушения разбивается на  $n$  отсеков, ширина которых для упрощения расчетов обычно принимается  $b = 0,1R$  каждый. Разбивку на отсеки начинают с нулевого, середина которого располагается на вертикали, проходящей через центр кривой скольжения. При такой разбивке на отсеки величина  $\sin \alpha$  для каждого отсека равна порядковому номеру отсека, деленному на десять, с соответствующим знаком.

3. Определяются силы, действующие на каждый отсек (см. ниже). Расчет выполняется для условий плоской задачи, то есть для плотины шириной 1 м.

4. Определяются силы, действующие на призму обрушения, как суммы сил, действующих на каждый отсек. При этом отсеки рассматриваются как жесткие недеформируемые тела. Делается допущение, что взаимодействие между отсеками отсутствует.

5. Полученные значения сил подставляются в формулу (2.14). Моменты подсчитываются как сумма моментов всех сил, действующих на каждый отсек обрушения. Так как действие сил рассматривается в плоскости скольжения, то момент реактивных сил

$$M_p = \sum_i R \cdot \tau_p \cdot l_i,$$

а момент активных сил

$$M_a = \sum_i R \cdot \tau_a \cdot l_i,$$

где  $\tau_p$  – реактивные касательные напряжения;

$\tau_a$  – активные касательные напряжения;

$l_i$  – длина плоскости скольжения  $i$ -го отсека.

Выделим  $i$ -й отсек (рис. 2.10) и рассмотрим силы, действующие на него.

Это следующие силы:

$G$  – собственный вес отсека;

$T_{i+1}$  и  $T_{i-1}$  – силы трения по боковым граням отсека;

$W_{i+1}$  и  $W_{i-1}$  – гидростатическое давление по боковым граням отсека;

$E_{i+1}$  и  $E_{i-1}$  – давление грунта от рядом расположенных отсеков на боковые грани рассматриваемого отсека;

$\tau_i$  и  $\sigma_i$  – соответственно касательные и нормальные напряжения по поверхности сдвига  $i$ -го отсека.

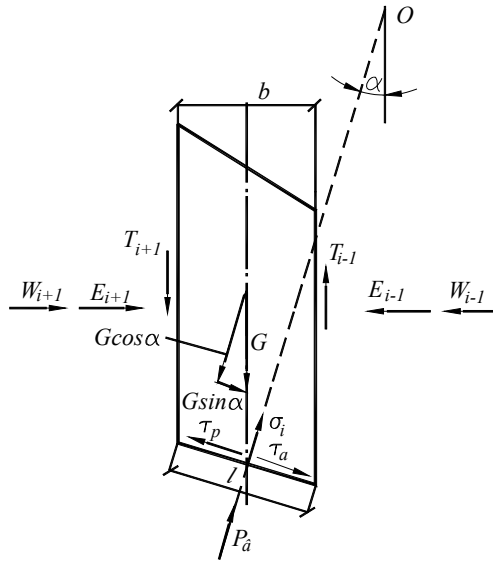


Рис. 2.10. Схема сил, действующих на отсек обрушения

Согласно закону Кулона предельная величина касательных напряжений

$$\tau_p = \sigma_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i,$$

где  $\varphi_i$  и  $c_i$  – угол внутреннего трения и сцепление грунта в  $i$ -м отсеке (по плоскости скольжения).

Составим проекции всех сил на ось, перпендикулярную плоскости сдвига. Считая, что  $T_{i+1} = T_{i-1}$ ,  $W_{i+1} = W_{i-1}$ ,  $E_{i+1} = E_{i-1}$ , получаем

$$G_i \cos \alpha_i - P_i - \sigma_i l_i = 0,$$

где  $P_i$  – суммарное воздействие взвешивающих и фильтрационных сил в пределах отсека  $i$ .

Сдвигающая сила в условиях предельного равновесия

$$G_i \sin \alpha_i = \tau_a l_i.$$

С учетом изложенного выше и так как  $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ , после несложных преобразований уравнение (2.14) принимает вид

$$k_y = \frac{\sum (G_i \cos \alpha_i - P_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cdot \frac{m}{n_c}}{\sum G_i \sin \alpha_i} \geq k_{\text{н}}.$$

Силы, действующие на отсеки, определяются следующим образом.

Вес отсека определяется как сумма весов отдельных слоев грунта в пределах отсека с учетом насыщения их водой ниже кривой депрессии и с учетом пригрузки столбом воды, если отсек расположен ниже уровня воды в нижнем бьефе (рис. 2.11).

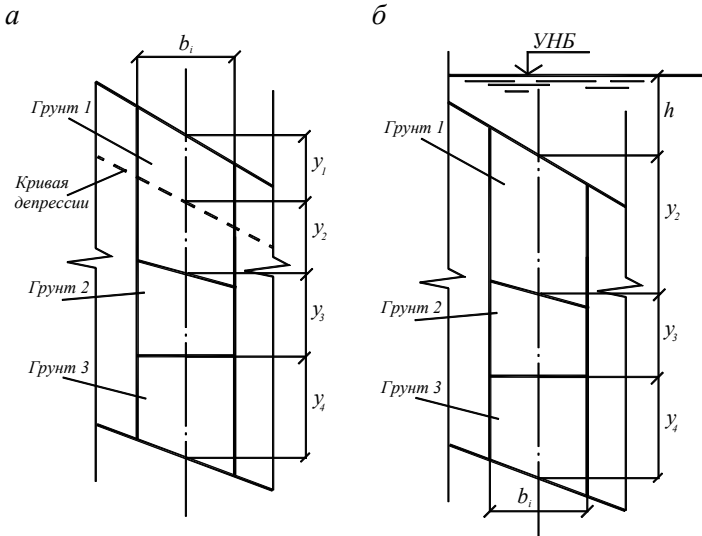


Рис. 2.11. Схема к определению веса отсека:

*a* – при отсутствии воды над отсеком; *б* – при наличии воды над отсеком

В общем случае

$$G_i = \sum_j (\gamma_j y_j + \gamma_w h_i) \cdot b,$$

где  $\gamma_j$  – удельный вес грунта  $j$ -го слоя;

$y_j$  – высота  $j$ -го слоя по оси отсека;

$\gamma_w$  – удельный вес воды, равный  $10 \text{ кН/м}^3$ ;

$h_i$  – высота столба воды над отсеком.

Если грунт пересекает кривая депрессии, то часть грунта выше нее рассматривается как грунт в естественном состоянии. Грунт ниже кривой депрессии – как насыщенный водой. При определении веса отсека этот грунт разделяется на два слоя.

Удельный вес грунта в естественном состоянии

$$\gamma_{\text{ес}} = \gamma_{\text{сух}} (1 + W),$$

где  $\gamma_{\text{сух}}$  – удельный вес сухого грунта:

$$\gamma_{\text{сух}} = \gamma_s (1 - n),$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта:  $\gamma_s = \rho_s \cdot g$ ;

$n$  – пористость грунта;

$W$  – влажность грунта в долях единицы.

Плотность частиц песка  $\rho_s = 2,65\text{--}2,67 \text{ г/см}^3$ , супеси  $2,68\text{--}2,72 \text{ г/см}^3$ , суглинка  $2,69\text{--}2,73 \text{ г/см}^3$ , глины  $2,71\text{--}2,76 \text{ г/см}^3$ .

Удельный вес насыщенного водой грунта

$$\gamma_{\text{нас}} = \gamma_{\text{сух}} + n\gamma_w.$$

Суммарное воздействие взвешивающих и фильтрационных сил

$$P_i = P_{\text{взв}} + P_{\text{ф}} + P_{\text{к}},$$

где  $P_{\text{взв}}$  – взвешивающее давление;

$P_{\text{ф}}$  – фильтрационное давление;

$P_{\text{к}}$  – давление консолидации или поровое давление.

В расчетах устойчивости низовых откосов плотин, когда режим фильтрации в теле плотины считается установившимся, учитываются только взвешивающее и фильтрационное давление. Поровое



давление консолидации  $P_k$  учитывается при расчетах земляных плотин I и II класса, у которых тело, ядро, экран или основание плотины сложены из глинистых грунтов.

Сумма взвешивающего и фильтрационного давления на подошву отсека определяется по зависимости

$$P_i = P_{взв} + P_{\phi} = \gamma_w \sum y_j^H \frac{b_i}{\cos \alpha_i},$$

где  $\sum y_j^H$  – суммарная высота насыщенных слоев рассматриваемого отсека.

**Нахождение наиболее опасной поверхности скольжения** может быть выполнено методом В.В. Аристовского, согласно которому центр наиболее опасной поверхности скольжения находится в пределах многоугольника *Oedba* (см. рис. 2.9), который строится следующим образом. Из середины откоса *AB* (точка *C*) проводятся вертикаль *CD* и линия *CE* под углом  $85^\circ$  к линии откоса. Из точек *A* и *B* как из центров очерчиваются две дуги окружности радиусом  $R_0$ , которые пересекаются в точке *O*. Значение радиуса определяется как

$$R_0 = \frac{R_H + R_B}{2}.$$

Величины  $R_H$  и  $R_B$  определяются по табл. 2.6 в зависимости от высоты плотины  $H_{пл}$ . Проведя из точки *C* дугу радиусом  $r = \frac{OC}{2}$  до пересечения с линиями *CD* и *CE*, получают искомым многоугольником *Oedba*.

Таблица 2.6

Значения радиусов  $R_H$  и  $R_B$

Значения радиусов $R_H$ и $R_B$	Коэффициент заложения откоса, м					
	1	2	3	4	5	6
$R_H/H_{пл}$	1,1	1,4	1,9	2,5	3,3	4,3
$R_B/H_{пл}$	2,2	2,5	3,2	4,7	5,8	6,7

Чаще всего центры наиболее опасных поверхностей скольжения располагаются на линии  $Ob$ , на которой в первую очередь и выбирают несколько центров. Вычислив для каждой кривой коэффициенты запаса устойчивости, через точку с минимальным значением коэффициента проводят линию, перпендикулярную  $Ob$ , на которой также выбирается ряд центров кривых скольжения, для которых подсчитываются значения коэффициентов запаса устойчивости. Таким образом, проведя расчеты для 8–10 кривых скольжения, находят минимальное значение коэффициента запаса устойчивости.

При расчетах откосов из несвязных грунтов центр наиболее опасной кривой скольжения располагается обычно вблизи точки  $O$ .

## **2.10. Расчеты устойчивости верховых откосов по плоским и комбинированным поверхностям скольжения**

Расчеты по плоским и комбинированным поверхностям скольжения проводят в следующих случаях:

1. Если в основании плотины имеется прослойка из слабого грунта небольшой мощности с низкими прочностными характеристиками, когда невозможно провести круглоцилиндрическую поверхность скольжения таким образом, чтобы она большей своей частью проходила в этой прослойке. В этом случае плоская поверхность сдвига, максимально располагаемая в слабом грунте, может дать наиболее невыгодный с точки зрения устойчивости сооружения случай.

2. Поверхность обрушения проходит по контакту защитного слоя с экраном или защитного слоя вместе с экраном по контакту экрана с грунтом тела плотины.

Для расчета устойчивости экрана и защитного слоя используется метод, разработанный К.П. Тоустошем для условий плоской задачи.

В этом случае коэффициент запаса устойчивости защитного слоя или защитного слоя вместе с экраном определяется отношением пассивного  $E_{\text{п}}$  и активного  $E_{\text{а}}$  давлений, действующих соответственно слева и справа от вертикали  $AB$  (рис. 2.12):

$$K_3 = \frac{E_{\text{п}}}{E_{\text{а}}};$$

$$E_a = G_1 \cos \theta_1 \sin \theta_1;$$

$$E_{\text{п}} = G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi + G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_2) + C (L_1 \cos \theta_1 + L_2 \cos \theta_2),$$

где  $G_1$  – вес рассматриваемого слоя справа от вертикали  $AB$ ;

$\theta_1$  – угол наклона защитного слоя или экрана к горизонту;

$G_2$  – вес рассматриваемого слоя слева от вертикали  $AB$ , дающий минимальное значение члена  $G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$ . Это минимальное значение находят подбором, задаваясь различными значениями угла  $\theta_2$  – от  $0$  до  $20^\circ$  с интервалом  $5^\circ$ ;

$\varphi$  – угол внутреннего трения (на контакте двух грунтов принимается меньшее значение);

$c$  – удельное сцепление (при расчете защитного слоя  $c = 0$ );

$L_1 = BE$  – длина плоскости скольжения;

$L_2$  – длина основания слоя слева от вертикали  $AB$ , соответствующая минимальному значению слагаемого  $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_2)$ .

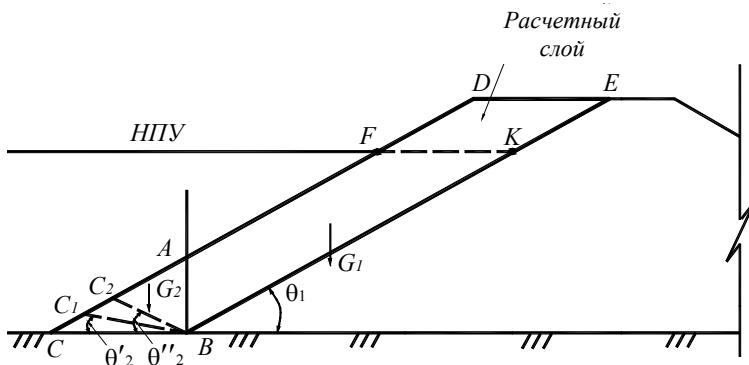


Рис. 2.12. Схема к расчету устойчивости защитного слоя и экрана вместе с защитным слоем

Если  $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_2)_{\min}$  получается при  $\theta_2 = 0$ , то  $L_2 = BC$ , если при  $\theta_2 = 5^\circ$ , то  $L_2 = BC_1$ , и т. д.

## 2.11. Каменно-набросные и каменно-земляные плотины

Плотины, тело которых выполнено из крупнообломочного грунта (камня), а противофильтрационные элементы – из негрунтовых материалов, называются *каменно-набросными*. Такие плотины, как правило, возводятся на скальных основаниях. Тело их выполняется из крупнообломочного материала методом его наброски с высоты или укладки слоями 0,5–2,0 м с уплотнением механизмами.

По конструкции поперечного профиля каменно-набросные плотины подразделяются на плотины с экраном из негрунтового материала (рис. 2.13, *а*), с диафрагмой (рис. 2.13, *б*), полунабросные (рис. 2.13, *в*) и с верхней бетонной стенкой (рис. 2.13, *г*). Последние два типа применяются редко. Их применение должно быть достаточно обосновано. В настоящее время практически не применяются и плотины второго типа, так как при их применении избежать деформационных трещин в бетонной диафрагме очень сложно.

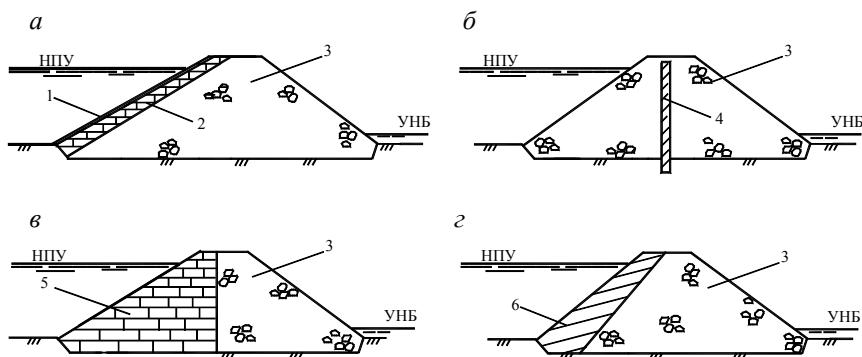


Рис. 2.13. Типы каменно-набросных плотин:

- а* – с негрунтовым экраном; *б* – с диафрагмой; *в* – полунабросная;  
*г* – с верхней бетонной стенкой: 1 – негрунтовый экран; 2 – подэкрановая  
кладка; 3 – крупно-обломочный грунт; 4 – диафрагма; 5 – кладка; 6 – верхняя  
бетонная стенка

Коэффициенты заложения откосов каменно-набросных плотин ориентировочно принимаются равными 1,2–1,3 для верхнего и 1,3–1,4 – для низового откоса. Экраны бывают железобетонные, ас-

фальтобетонные, полимерные (пленка или жесткий пластик) и относительно редко – металлические и деревянные.

Камень, укладываемый в тело плотины, должен отвечать условиям обеспечения ее устойчивости и долговечности. Пригодность камня оценивается его физико-механическими свойствами. Камень обычно получают в карьерах скальных массивов и полезных выемках.

*Каменно-земляные* – это плотины из каменной наброски или отсыпки с противофильтрационными элементами из грунтовых материалов. На рис. 2.14 представлены возможные типы каменно-земляных плотин. Для устройства противофильтрационных элементов применяются маловодопроницаемые, как правило глинистые, грунты.

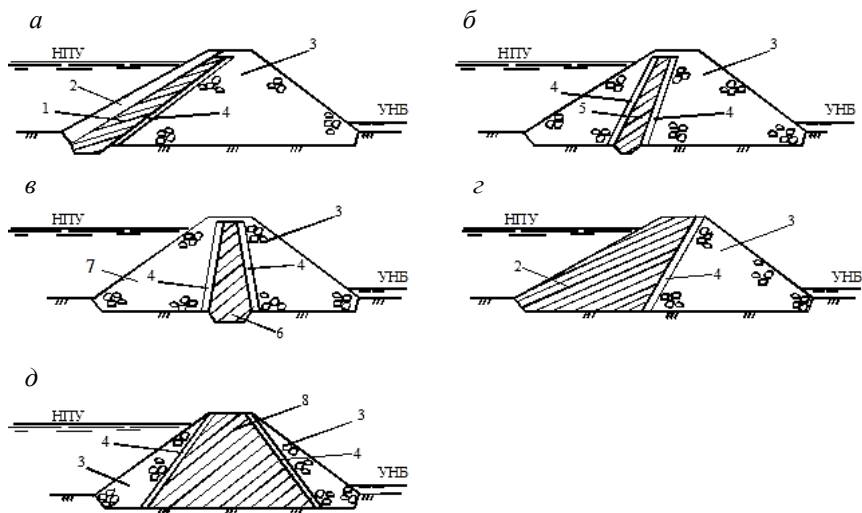


Рис. 2.14. Типы каменно-земляных плотин:

- a* – с грунтовым экраном; *б* – с наклонным ядром; *в* – с вертикальным ядром;  
*г* – с верховой грунтовой призмой; *д* – с центральной грунтовой призмой:  
 1 – грунтовый экран; 2 – защитная пригрузка; 3 – крупнообломочный грунт;  
 4 – обратный фильтр (переходная зона); 5 – наклонное ядро; 6 – центральное ядро;  
 7 – верховая грунтовая призма; 8 – центральная грунтовая призма

Сопряжение противофильтрационных устройств с телом плотины осуществляется через однослойные или многослойные переходные зоны. Со стороны верхнего бьефа переходные зоны предназначены для предупреждения концентрации напряжений и самозалечи-

вания возможных трещин, появляющихся в противофильтрационных устройствах, а также для недопущения просыпания мелких частиц грунта в поры каменной наброски. С низовой стороны переходные зоны выполняют роль обратного фильтра и предназначены для обеспечения фильтрационной прочности грунта противофильтрационного устройства. Толщина каждого слоя переходной зоны по горизонтали – не менее 3,0 м.

Коэффициент заложения верхового откоса для плотин с экраном и с верховой грунтовой призмой принимается как для земляных плотин, в пределах  $m_v = 2-4$  в зависимости от высоты плотины, и затем проверяется соответствующими расчетами. Коэффициент заложения низовых откосов для таких плотин составляет 1,3–2,0. Для всех остальных типов плотин коэффициенты заложения верховых и низовых плотин принимаются равными 1,5–2,0.

Каменно-земляные плотины возводятся как на скальных, так и на нескальных основаниях

## 2.12. Намывные плотины

**Намывными** называются земляные плотины, для возведения которых доставка и укладка грунта в тело плотины осуществляются *средствами гидромеханизации* в виде пульпы по специальным трубопроводам или лоткам, называемым *пульповодами*. Для намыва применяются гравийные, песчаные и глинистые грунты. Гравийные грунты используются для упорных призм, глинистые – для ядра. В зависимости от материала и способа намыва намывные плотины подразделяются на однородные и неоднородные. *Неоднородные плотины* – это плотины с ядром или с мелкопесчаной центральной зоной. Намыв производится по картам, которые обваловывают по периметру грунтовыми дамбами первичного и попутного обвалования. Дамбы, примыкающие к основанию плотины и обваловывающие первую карту, называются дамбами *первичного обвалования*. Все последующие – дамбами *попутного обвалования*.

Намыв может быть *надводным* и *подводным*. Надводный намыв ведется на пойменных участках реки при отсутствии воды. Подводный намыв применяется на русловых участках рек. В этом случае получают только однородные плотины.

**Способы намыва грунта.** При возведении намывных плотин применяются три основных способа намыва – эстакадный, безэстакадный и низкоопорный.

*Эстакадный* способ намыва заключается в следующем (рис 2.15, а). Распределительный пульповод укладывается на эстакаду высотой до 5 м. Эстакада выполняется из дерева или металла. Деревянная эстакада после окончания намыва очередного яруса остается в грунте. Опоры металлической эстакады поднимаются краном и устанавливаются на следующем ярусе намыва. В нижней части трубы пульповода, обычно через 6 м, прорезаются отверстия диаметром 150–200 мм с задвижками для рассредоточенного выпуска пульпы по распределительным лоткам. При небольшой высоте эстакады распределительные лотки не применяются.

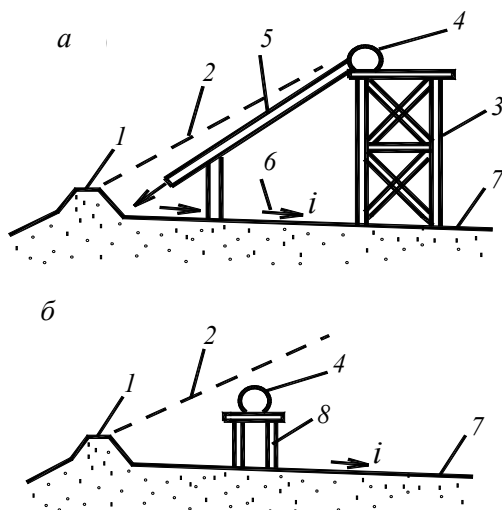


Рис. 2.15. Способы намыва плотин:

а – эстакадный; б – низкоопорный; 1 – дамбы обвалования; 2 – проектный профиль; 3 – эстакада; 4 – распределительный пульповод; 5 – распределительный лоток; 6 – направление движения пульпы; 7 – пляж намыва; 8 – низкие опоры

*Безэстакадный* способ намыва заключается в следующем. Распределительный пульповод укладывается на намывтый грунт параллельно оси карты. Пульпа сосредоточенно выпускается из торца

концевого трубопровода. После намыва слоя грунта необходимой толщины концевое звено пульповода наращивается или отсоединяется. В результате намывается слой грунта по всей карте. Толщина слоя намыва 0,2–0,3 м при укорочении распределительного трубопровода и 0,6–0,7 м – при его наращивании.

*Низкоопорный* способ намыва (рис 2.15, б) заключается в том, что пульповод укладывается на расстоянии 4–5 м от подошвы дамбы обвалования на инвентарных опорах высотой до 1,5 м. Этот способ позволяет выпускать пульпу сосредоточенно – из торца пульповода – или рассредоточенно – из торцов трех-четырех конечных звеньев пульповода, смещенных относительно друг друга на 1/3–1/4 поперечного сечения. Толщина слоя намыва при таком способе равна 1–1,2 м.

Гидросмесь по карте намыва может распределяться по различным **схемам намыва**. Различают три схемы намыва – одностороннюю, двухстороннюю и мозаичную.

**Односторонний намыв со свободным растеканием потока** (рис. 2.16, а). Дамбы обвалования устраиваются только со стороны низового откоса. На них по одному из трех способов намыва укладывается распределительный пульповод. Выпускаемая гидросмесь свободно растекается от низового откоса к верховому.

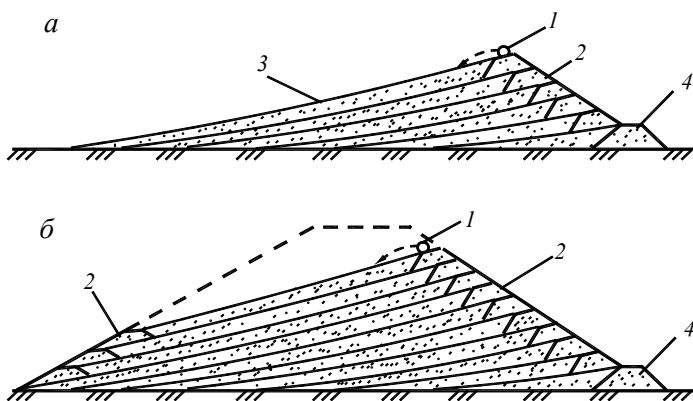


Рис. 2.16. Односторонние схемы намыва плотин:  
 а – при свободном растекании гидросмеси; б – с фиксируемым верховым откосом:  
 1 – распределительный пульповод; 2 – дамбы попутного обвалования;  
 3 – откос намыва; 4 – дамбы первичного обвалования



**Односторонний намыв с фиксируемым верховым откосом** (рис. 2.16, б). Намыв осуществляется со стороны низового откоса так же, как и в предыдущем случае. Отличие состоит в том, что по образующей верхового откоса выполняются дамбы обвалования.

**Двухсторонний намыв** (рис. 2.17, а). Дамбы обвалования устраиваются по образующим верхового и низового откоса. Распределительные пульповоды устраиваются с двух сторон. Гидросмесь растекается от обоих откосов к середине профиля плотины. При таком растекании у откосов осаждаются более крупные частицы, а ближе к середине – более мелкие, образуя промежуточные зоны 5, и, наконец, в середине профиля в пределах откоса, образуя ядро, осаждаются наиболее мелкие, в том числе глинистые фракции. Для отвода чистой воды устраивается сбросной колодец, который забивается грунтом после окончания намыва.

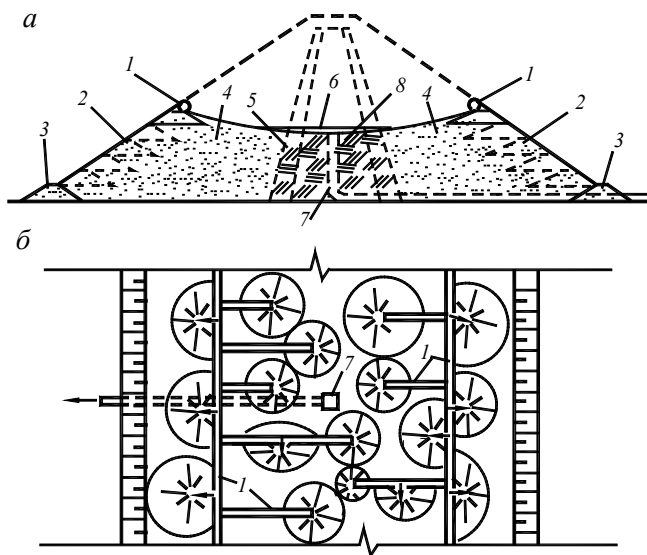


Рис. 2.17. Двухсторонний (а) и мозаичный (б) намывы плотин:

- 1 – распределительный пульповод; 2 – дамбы попутного обвалования; 3 – дамбы первичного обвалования; 4 – боковые призмы; 5 – промежуточные зоны;  
 б – пруд-отстойник; 7 – водосбросный колодец; 8 – ядро

**Мозаичный намыв** (рис. 2.17, б). Такая схема обеспечивается при рассредоточенном выпуске пульпы из нескольких распределительных трубопроводов. В местах выпуска гидросмеси образуются отложения конической формы. В следующем по высоте слое намыва трубопроводы смещаются. Отвод воды происходит в сбросные колодцы, размещаемые по оси карты намыва. Такой намыв позволяет получить однородную плотину.

### 3. БЕТОННЫЕ ГЛУХИЕ ПЛОТИНЫ

#### 3.1. Классификация бетонных плотин

По конструкции бетонные и железобетонные плотины классифицируются по двум признакам – по конструкции и по технологическому назначению.

**По конструкции** различают следующие виды плотин: *гравитационные, контрфорсные, арочные, арочно-гравитационные, ячеистые*.

**По технологическому назначению** плотины бывают *глухие*, через которые не производится сброс воды в нижний бьеф, и *водосбросные*, предназначенные для сброса воды в нижний бьеф.

**Гравитационные плотины** – это сооружения, устойчивость которых обеспечивается в основном за счет собственного веса. В свою очередь гравитационные бетонные плотины подразделяются на массивные (рис. 3.1, а), с расширенными швами (рис. 3.1, б), с продольной полостью у основания (рис. 3.1, в), с экраном на напорной грани (рис. 3.1, г), с анкерровкой в основание (рис. 3.1, д) и ячеистые (рис. 3.1, е).

Если в теле плотины имеются полости, заполненные грунтом, то такие плотины называются **ячеистыми** (см. рис. 3.1, е). Бетонные и железобетонные плотины, отличающиеся от массивных и имеющие меньший, чем они, объем бетона, называются **облегченными**.

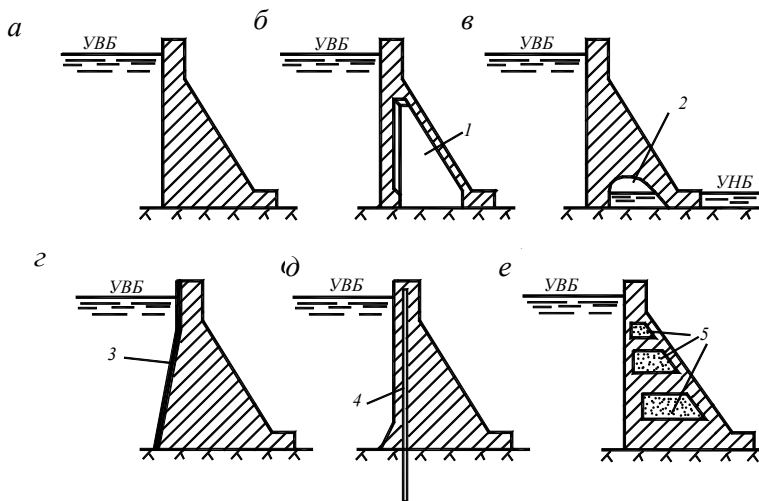


Рис. 3.1. Схемы гравитационных плотин:

*a* – массивная; *б* – с расширенными швами; *в* – с продольной полостью у основания;  
*г* – с экраном на напорной грани; *д* – с анкерровкой в основании;

*e* – ячеистая;  
*1* – расширенный шов; *2* – продольная полость; *3* – экран;  
*4* – предварительно напряженный анкер; *5* – полости, заполненные грунтом

**Контрфорсные плотины** (рис. 3.2) – это облегченные сооружения, представляющие собой установленные вдоль потока железобетонные стенки (контрфорсы), на которые со стороны верхнего бьефа опираются перекрытия. По конструкции перекрытий контрфорсные плотины разделяются на плотины с плоскими перекрытиями (рис. 3.2, *a*), массивно-контрфорсные (рис. 3.2, *б*) и с арочными перекрытиями (многоарочные) (рис. 3.2, *в*).

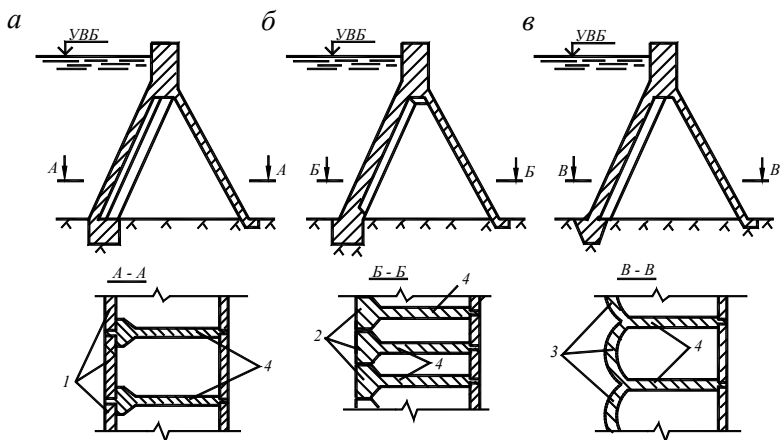


Рис. 3.2. Схемы контрфорсных плотин:

- a* – с плоскими перекрытиями; *б* – массивно-контрфорсные; *в* – многоарочные:  
 1 – плоское перекрытие; 2 – массивные оголовки; 3 – арочное перекрытие;  
 4 – контрфорсы

**Арочные плотины** (рис. 3.3) – это плотины, представляющие собой пространственные конструкции в виде свода, опирающегося на берега и дно. Строятся такие плотины в узких глубоких ущельях, имеющих берега и дно, сложенные прочными скальными грунтами.

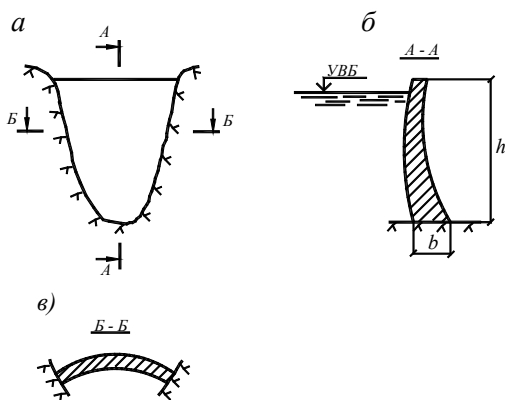


Рис. 3.3. Арочная плотина:

- a* – вид с верхнего бьефа; *б, в* – разрезы

Характеризует арочную плотину коэффициент стройности

$$\beta = b/h,$$

где  $b$  – ширина плотины понизу;

$h$  – высота плотины.

Для арочных плотин  $\beta \leq 0,35$ . При  $\beta > 0,35$  плотина называется арочно-гравитационной.

### 3.2. Гравитационные плотины, их профили и конструкции

**Гравитационные плотины** – это плотины, устойчивость которых обеспечивается за счет собственного веса. Свое название они получили от латинского слова *gravitas*, что означает «тяжесть». Конструктивно гравитационная плотина представляет собой бетонную стену – глухую или водосбросную, если она допускает пропуск через нее воды. Самой высокой бетонной гравитационной плотиной в мире, построенной на скальном основании, является плотина Гранд-Диксанс (Швейцария), имеющая высоту 284 м. На территории бывшего СССР наибольшую высоту (215 м) имеет Токтогульская плотина на р. Нарын в Киргизии.

Первые бетонные плотины (XVIII–XIX веков) имели поперечные профили, близкие к трапецеидальному или даже прямоугольному виду, но в дальнейшем с развитием теории появились более экономичные профили.

Поперечный профиль гравитационной плотины устраивается исходя из следующих условий:

- 1) прочности плотины и отсутствия в ее сечениях растягивающих напряжений;
- 2) устойчивости плотины на сдвиг по основанию;
- 3) экономичности, то есть минимальной площади поперечного сечения и, следовательно, наименьшего объема бетона.

**Теоретический** профиль плотины получается исходя из основных нагрузок, а именно: собственного веса, гидростатического, фильтрационного и взвешивающего давлений воды. Теоретический профиль имеет треугольное очертание  $ABC$  (рис. 3.4).

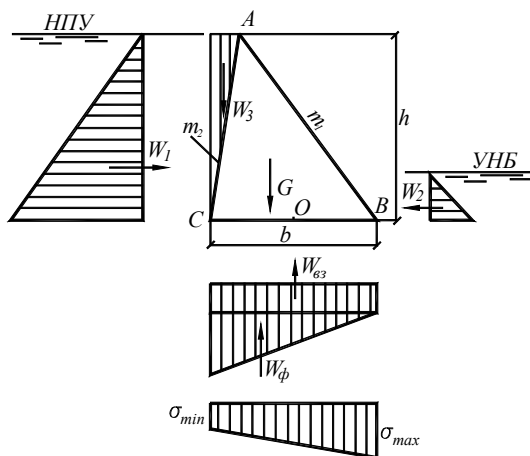


Рис. 3.4. Схема сил и напряжений для плотины теоретического профиля

Точка  $A$  располагается на отметке НПУ. Рассмотрим участок плотины единичной длины с основанием  $b$ , высотой  $h$ , коэффициентами заложения откосов  $m_1$  и  $m_2$ . На плотину действуют следующие основные силы:

$G$  – собственный вес плотины;

$W_1$  и  $W_2$  – гидростатическое давление воды со стороны верхнего и нижнего бьефов;

$W_3$  – пригрузка воды на верховой откос (при его заложении от нуля и выше);

$W_{вз}$  и  $W_{ф}$  – взвешивающее и фильтрационное давление воды.

Заложение верхового откоса принимается  $m_1 = 0-0,1$ . Заложение низового откоса зависит от ширины  $b$ , которая принимается таким образом, чтобы нормальные краевые напряжения в месте контакта плотины с основанием не были отрицательными и плотина была устойчива на сдвиг.

Нормальные краевые напряжения на контакте плотины с основанием можно определить по формуле внецентренного сжатия:

$$\sigma = \frac{V}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad (3.1)$$

где  $V$  – сумма вертикальных сил, действующих на плотину:

$$V = G + W_3 - W_{вз} - W_{ф};$$

$F$  – площадь подошвы плотины (при единичной ширине плотины  $F = b$ );

$M$  – сумма моментов всех сил относительно середины подошвы (точка  $O$ );

$W$  – момент сопротивления подошвы, при единичной длине  $W = b^2/6$ .

Анализ формулы (3.1) показывает, что отрицательных напряжений в основании не будет при ширине плотины

$$b = (0,65-0,85)h,$$

меньшее значение принимается при отсутствии фильтрационного давления.

Условие устойчивости плотины на сдвиг может быть выражено так:

$$k_c = \frac{f \cdot V}{W_r} \geq 1,$$

где  $k_c$  – коэффициент запаса устойчивости плотины на сдвиг;

$f$  – параметр сопротивления плотины сдвигу по основанию;

$W_r$  – сумма сдвигающих (горизонтальных) сил:

$$W_r = W_1 - W_2.$$

Величина  $f$  для различных грунтов имеет следующие значения:  
для скальных грунтов

$$f = 0,6-0,8;$$

для песчаных грунтов

$$f = 0,4-0,5;$$

для глинистых грунтов

$$f = 0,2-0,3.$$

С учетом этого ширина плотины по основанию:  
для скальных грунтов

$$b = (0,7-0,8) h;$$

для песчаных грунтов

$$b = 1,0 h;$$

для глинистых грунтов

$$b = (1,2-1,7) h.$$

На нескальных основаниях профиль плотины получается более уширенным (распластным). Для того чтобы при этом достичь равномерного распределения напряжений в основании, плотина устраивается с большим наклоном верховой грани.

**Реальный** профиль плотины (рис. 3.5) отличается от теоретического по следующим причинам. В реальных условиях на плотину действуют и другие нагрузки: давление наносов, давление льда, во многих случаях необходимо учитывать пригрузку воды со стороны нижнего бьефа и т. д. Кроме того, на профиль плотины влияют некоторые эксплуатационные требования: наличие гребня с проездом, наличие эксплуатационных отверстий в теле плотины (галереи, шахты и др.). Формы реальных профилей зависят также и от условий сопряжения плотин с основанием, берегами и другими сооружениями.

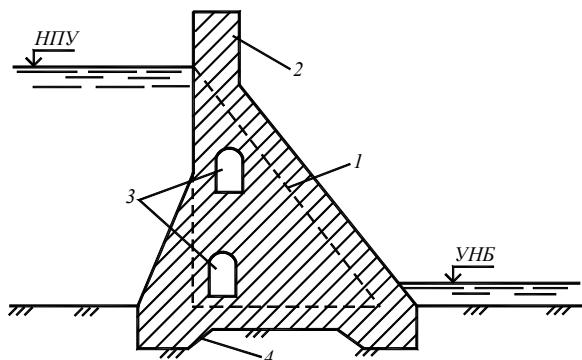


Рис. 3.5. Реальный профиль плотины:  
1 – теоретический профиль; 2 – гребень плотины; 3 – галереи;  
4 – фундаментная плита



### 3.3. Конструктивные элементы гравитационных плотин

**Гребень плотины.** Отметка гребня назначается так же, как и для грунтовых плотин, в соответствии с параметрами ветровых волн, определяемыми по указаниям ТКП [15]. При этом величина запаса принимается в диапазоне от 0,4 до 0,8 м в зависимости от класса сооружения. На гребне со стороны верхового откоса может быть установлен парапет. В этом случае расчетом устанавливается отметка верха парапета, а отметка гребня может быть снижена, но не ниже отметки ФПУ. Ширина гребня устанавливается в зависимости от класса дороги и ширины эксплуатационных проездов, но не меньше 2,0 м при отсутствии дороги. Примеры конструкций гребня представлены на рис. 3.6.

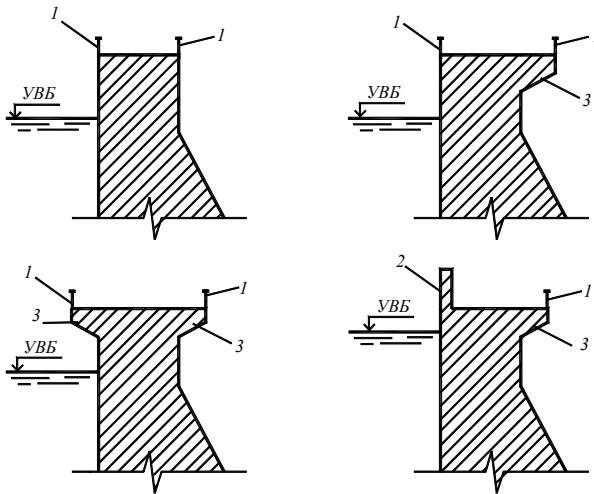


Рис. 3.6. Примеры конструкций гребня плотины:  
1 – ограждение; 2 – парапет; 3 – консоли

**Противофильтрационные устройства в теле плотины.** Устройства такого рода (рис. 3.7) предназначены для снижения фильтрационного давления в теле плотины и исключения опасности выщелачивания бетона.

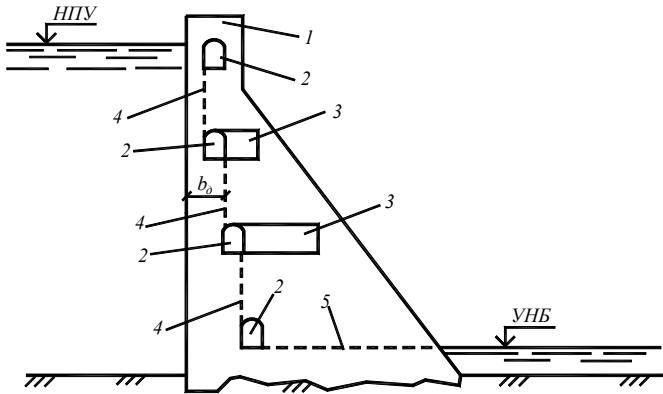


Рис. 3.7. Противофильтрационные устройства в теле плотины:  
 1 – гребень; 2 – продольные галереи; 3 – поперечные галереи; 4 – дренаж;  
 5 – выпуск дренажа

В качестве противофильтрационных мероприятий применяются:  
 вертикальный дренаж плотины у верховой грани;  
 полый экран;  
 укладка на верховой грани бетона повышенной водонепроницаемости;  
 покрытие верховой грани защитным слоем из асфальта, металла, пластмасс.

*Дренаж* представляет собой систему вертикальных дрен или дренажных шахт. Расстояние от напорной грани до оси дренажа принимается не менее 2 м при условии

$$b_d \geq h/I_{\text{доп}},$$

где  $I_{\text{доп}}$  – допустимый градиент напора для гравитационных плотин при отсутствии экрана, принимаемый равным 20.

Диаметр дрен 15–30 см, расстояние между их осями 2–3 м. Дрены устраиваются с помощью постепенно поднимающихся при бетонировании абсальных труб, служащих в качестве опалубки, либо путем закладки труб из пористого бетона или металлической сетки. Иногда дрены устраиваются с помощью бурения. Шахты имеют диаметр от 70–80 до 180 см, расстояние между ними 4–6 м. Вода из дрен отводится по продольным галереям, а затем по поперечным галереям и выпускам – в нижний бьеф.

**Галереи** (рис. 3.8) предназначены для сбора и отвода дренажной воды, контроля за работой дренажа и состоянием бетона, прокладки коммуникаций, установки контрольно-измерительной аппаратуры, выполнения ремонтно-восстановительных работ.

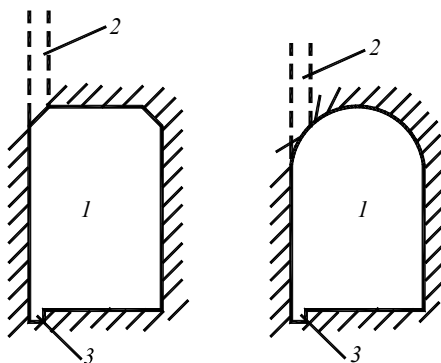


Рис. 3.8. Галереи в теле плотины:  
1 – галерея; 2 – вертикальные дрены; 3 – кювет

Минимальные размеры галереи: ширина 1,2 м, высота 2,0 м. Галереи для выполнения цементации основания должны иметь размеры не менее 2,0 и 3,0 м соответственно.

Галереи бывают продольные (вдоль фронта плотины) и поперечные, иногда имеющие выход в нижний бьеф.

По высоте плотины галереи располагаются через 15–20 м, соединяются шахтами, в которых размещаются лифты и маршевые лестницы.

**Швы плотины** предназначены для уменьшения опасности появления трещин в теле гравитационной плотины и по характеру работы подразделяются на строительные и конструктивные.

*Строительные* швы образуются в процессе строительства в результате разрезки плотины на блоки бетонирования. *Блок бетонирования* – это часть массива бетонной плотины, заливка бетоном которой осуществляется путем непрерывного бетонирования. Швы, образующиеся между блоками, называются строительными. Они, как правило, заделываются бетоном к концу строительства.

*Конструктивные* (деформационные) швы по назначению подразделяются на температурные, осадочные и усадочные. Темпера-

турные швы предназначены для предотвращения трещин, возникающих из-за колебания температуры окружающей среды, усадочные предотвращают трещины от усадки бетона при твердении, осадочные – от неравномерной осадки основания. Как правило, эти швы совмещаются. Швы делят плотину по длине на секции (рис. 3.9, а). Расстояние между швами – от 7 до 22 м в зависимости от геологии, температурного режима и т. д. По конструкции швы бывают плоскими (рис. 3.9, б) и штрэбовидными (штрэбными) (рис. 3.9, в). Ширина шва составляет 5–10 мм на длине около 5 м от поверхностей граней и 1–3 мм – в остальной части плотины.

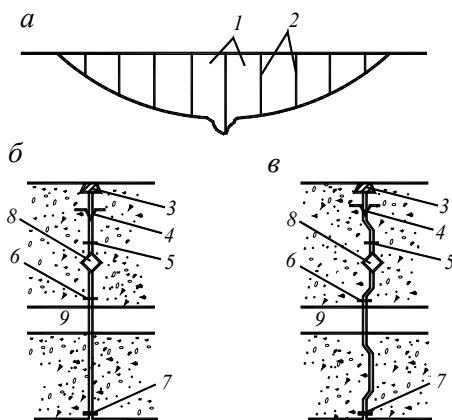


Рис. 3.9. Конструктивные швы и их конструкции:

а – схема разрезки плотины швами на секции; б – плоский шов; в – штрэбовидный шов: 1 – секции плотины; 2 – швы; 3 – контурные уплотнения со стороны верхнего бьефа; 4 – основное уплотнение; 5, 6 – контурные внутренние уплотнения; 7 – контурные уплотнения со стороны нижнего бьефа; 8 – дренажная шахта; 9 – галерея

Швы должны быть водонепроницаемыми. Для обеспечения водонепроницаемости они оборудуются *уплотнениями*. Уплотнения бывают контурные наружные, контурные внутренние и основные (рис. 3.10).

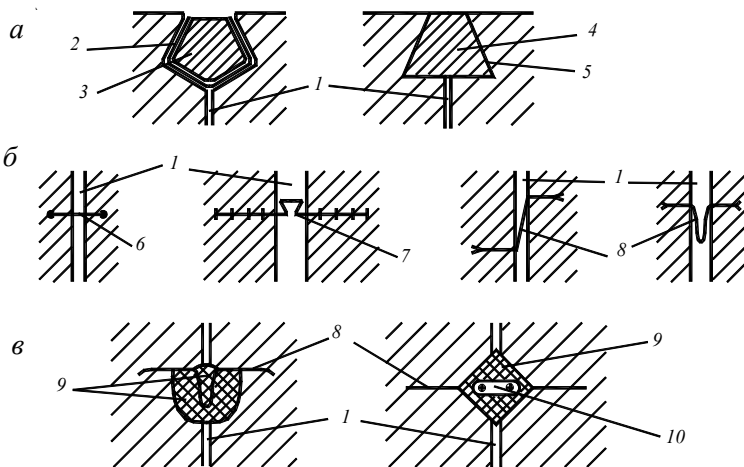


Рис. 3.10. Примеры конструкций уплотнений швов:

- а* – контурные наружные уплотнения; *б* – контурные внутренние уплотнения;  
*в* – основные внутренние уплотнения: 1 – шов; 2 – битумные маты;  
 3 – железобетонный брус; 4 – бетонная пробка; 5 – битумная обмазка;  
 6 – резиновая лента; 7 – пластмассовая лента; 8 – металлический лист;  
 9 – битум; 10 – электроды

*Контурные наружные уплотнения* (рис. 3.10, *а*) предназначены для защиты шва от льда, волн и загрязнений, а также для частичного снижения его водопроницаемости. Обычно это бетонные, железобетонные, деревянные брусья (последние в зонах, находящихся постоянно под водой), плиты, пробки, стальные или полимерные ленты и т. д.

*Контурные внутренние уплотнения* (рис. 3.10, *б*) ограждают галереи и внутренние полости, пересекающие швы, располагаются на расстоянии 0,2–0,5 м от поверхности полости и выполняются из металлических, резиновых или пластмассовых диафрагм.

*Основные внутренние уплотнения* (рис. 3.10, *в*), воспринимающие напор, располагаются на расстоянии 1,2–2,0 м от напорной грани. Конструктивно они представляют собой металлические, резиновые и пластмассовые диафрагмы или асфальтовые шпонки. Металлические диафрагмы, как правило, компенсаторного типа (петлеобразные или Z-образные). Асфальтовые уплотнения (шпонки) выполняются в виде колодцев квадратного сечения с размерами сторон от 15 до 60 см, заполненных асфальтом или битумной смесью. Для по-

вышения надежности шпонок можно предусмотреть закладку электронагревательных элементов (электродов) для разогрева и пополнения заполнителя.

### 3.4. Противофильтрационные завесы и дренажи в основании

Противофильтрационные цементационные завесы располагаются со стороны напорной грани плотины (рис. 3.11) и представляют собой ряд скважин под подошвой плотины, в которые под давлением нагнетается цементный раствор, заполняющий трещины основания. Скважины пробуриваются в несколько очередей. Скважины первой очереди, как правило, бурятся с поверхности с шагом 8–10 м. Последующие очереди могут устраиваться из цементационной галереи. Скважины второй очереди располагаются между скважинами первой и т. д. Установка скважин ближе чем через 2 м нецелесообразна. Если есть необходимость продолжать цементацию, устраивается второй ряд скважин. Глубина цементационной завесы принимается  $(0,5-0,8)H$ , где  $H$  – напор на плотину. Диаметр скважин для цементации составляет 45–76 мм.

*Дренаж* основания бывает вертикальный, наклонный, горизонтальный и комбинированный.

*Вертикальный дренаж* выполняется в виде одного или двух рядов скважин под подошвой плотины (рис. 3.11, *а, б*). Скважины обычно выходят в нижнюю дренажно-смотровую галерею. Диаметр скважин составляет 20–25 см. Расстояние между ними 2–5 м. Расстояние от цементационной завесы не более  $(2-3)l_{ц}$ , где  $l_{ц}$  – шаг скважин цементационной завесы. Стенки дренажных скважин обычно не закрепляются. Иногда при слабой скале в них вставляются перфорированные трубы. Глубина дренажных скважин

$$h_{др} = (0,5-0,75)h_{ц,з},$$

где  $h_{ц,з}$  – глубина цементационной завесы.

Второй ряд скважин устраивается при сильнотрещиноватой скале. Иногда для уменьшения градиента фильтрации на выходе устраиваются разгрузочные скважины (рис. 3.11, *б*).

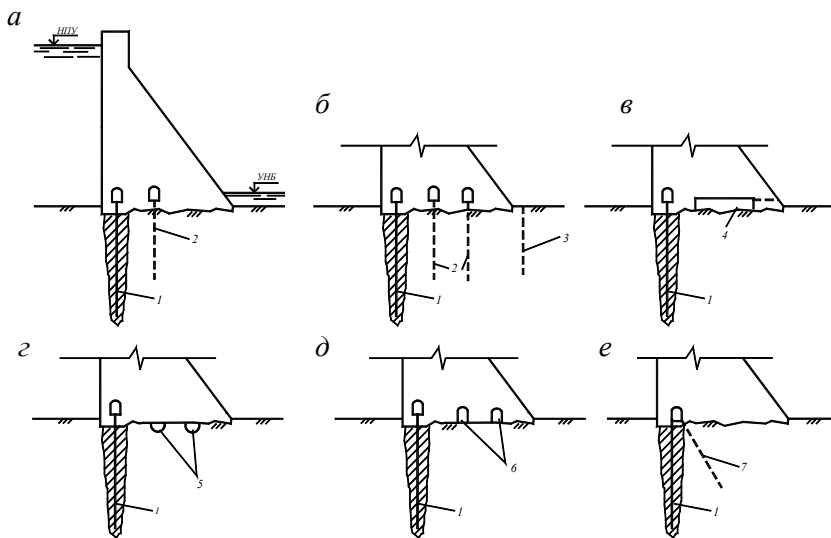


Рис. 3.11. Противофильтрационные завесы и дренажи:

- а* – вертикальный однорядный дренаж; *б* – вертикальный многорядный дренаж;  
*в* – дренаж в виде поперечных галерей; *г* – дренаж в виде продольных борозд  
в основании; *д* – дренаж в виде продольных галерей; *е* – наклонный дренаж:  
1 – цементационная завеса; 2 – вертикальные скважины; 3 – разгрузочные скважины;  
4 – поперечные галереи; 5 – продольные борозды; 6 – продольные галереи;  
7 – наклонные скважины

*Наклонный дренаж* (рис. 3.11, *е*) устраивается при выполнении дренажа и цементации из одной галереи, хотя при эксплуатации удобнее иметь отдельные цементационную и дренажную галереи. Возможно также устройство наклонной цементационной завесы с вертикальным дренажем.

*Горизонтальный дренаж* бывает трех типов:

горизонтальные поперечные галереи на поверхности основания с шагом 10–15 м по фронту плотины (рис. 3.11, *в*);

горизонтальные продольные борозды на поверхности основания, заполненные дренирующим материалом (рис. 3.11, *г*) (применяются на низких плотинах);

горизонтальные продольные галереи (рис. 3.11, *д*).

*Комбинированный дренаж* представляет собой сочетания разных типов дренажей.

## 4. ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ НАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

### 4.1. Классификация водопропускных сооружений

В составе речных гидроузлов обычно предусматривают водопропускные сооружения. Водопропускными называются сооружения, обеспечивающие пропуск воды через гидроузел для различных водохозяйственных целей. По назначению они подразделяются на водосбросы, водовыпуски и водоспуски.

**Водосбросы** – это сооружения для сброса паводковых расходов из верхнего бьефа в нижний. Через них также могут пропускаться лед, шуга, другие плавающие тела.

**Водовыпуски** – это сооружения для осуществления полезных пропусков воды из водохранилища в нижний бьеф (в канал, трубопровод, русло реки) для различных водохозяйственных целей (орошение, судоходство и др.), а также по условиям санитарных требований.

**Водоспуски** – это сооружения, предназначенные для полного или частичного опорожнения водохранилища в целях трансформации паводка, осмотра и ремонта расположенных в верхнем бьефе сооружений, промывки верхнего бьефа от наносов. Водовыпуски и водоспуски часто конструктивно не отличаются друг от друга. Кроме того, очень часто их функции совмещаются в одном сооружении, поэтому нередко они носят одно название – водовыпуск или водоспуск.

При выборе типов водопропускных сооружений и определении их размеров следует рассматривать возможность совмещения их функций, а также возможность использования водовыпуска (водоспуска) для пропуска строительных расходов воды.

**В зависимости от повторяемости пропускаемых паводков** водосбросы бывают:

- *основные*, предназначенные для сброса относительно часто повторяющихся расходов;
- *резервные (вспомогательные)*, предусматриваемые в дополнение к основным водосбросам для пропуска паводков редкой повторяемости.

Резервные водосбросы включаются в работу только в чрезвычайных условиях повышения уровня воды в верхнем бьефе и по функциональному назначению являются аварийными. Поэтому к



ним предъявляются меньшие требования в отношении креплений отводящего тракта, степени затопления гидравлического прыжка, размывов нижнего бьефа и др. В настоящее время известны два типа резервных водосбросов:

– с *размываемыми вставками*, представляющими собой участки напорного фронта в виде качественных насыпей с несколько пониженной отметкой гребня, которые способны достаточно быстро разрушиться при переливе воды;

– *естественные (пойменные)*, представляющие собой пониженные участки местности на пойме с фиксированным порогом.

**По использованию в процессе строительства и эксплуатации гидроузла** водосбросы подразделяются:

– на *постоянные* (эксплуатационные);

– *временные* (строительные), используемые только в период строительства, ремонта или реконструкции сооружений гидроузла;

– *строительно-эксплуатационные*, совмещающие функции постоянных и временных.

**По расположению в гидроузле** водосбросы подразделяются:

– на *береговые*, располагаемые вне пределов напорного фронта на коренных берегах речной долины;

– *русловые*, располагаемые в теле плотины или совмещенные с гидроэлектростанцией.

**По способу управления** водосбросы бывают:

– *регулируемые* (с затворами);

– *нерегулируемые* (автоматические), у которых пороги устраиваются на отметке нормального подпорного уровня.

**По расположению входного отверстия** различают водосбросы:

– *поверхностные (водосливы)*, у которых входное отверстие поверхностное;

– *глубинные*, у которых входное отверстие заглублено под уровень свободной поверхности воды. Если глубинное отверстие расположено у дна реки, то водосброс называется *донным*.

**По конструктивным особенностям водосбросного тракта** водосбросы бывают:

– *открытые* с незамкнутым поперечным сечением;

– *закрытые* с замкнутым поперечным сечением;

– *комбинированные*, имеющие участки с открытыми и закрытыми поперечными сечениями.

Открытые водосбросы имеют транзитную часть в виде водосбросного канала, в пределах которого перепад уровней между верхним и нижним бьефом преодолевается с помощью *быстротока, многоступенчатого перепада и консольного перепада*.

Закрытые водосбросы в свою очередь подразделяются на *туннельные и трубчатые*.

**По гидравлическому режиму** водосбросы подразделяются:

- на *напорные*;
- *безнапорные*;
- *полунапорные*.

**По конструктивному оформлению входного участка** водосбросы бывают:

- с *прямолинейным входным порогом*, в том числе *фронтальные* (с лобовым подводом воды) и *траншейные* (с боковым отводом воды);
- *непрямолинейным входным порогом* (полигональные, криволинейные, лабиринтные, кольцевые и др.).

## 4.2. Расчетные расходы и уровни воды

Расходы воды, подлежащие пропуску через водопропускные сооружения, для каждого гидроузла определяются методами гидрологии с учетом водохозяйственного режима, а также с учетом возможности использования речного стока и уменьшения паводкового расхода. Размеры водопропускных отверстий водосбросов назначаются на пропуск максимальных расчетных расходов. Максимальные расчетные расходы воды назначаются исходя из ежегодной вероятности превышения (обеспеченности), устанавливаемой в зависимости от класса сооружения для двух расчетных случаев – основного и поверочного (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Расчетная вероятность расхода  
в зависимости от класса сооружения, %

Расчетный случай	Класс сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	0,1	1,0	3,0	5,0
Поверочный	0,01	0,1	0,5	1,0

Пропуск расхода воды, отвечающего основному расчетному случаю, осуществляется при уровне верхнего бьефа, равном нормальному подпорному уровню (НПУ). При этом предполагается, что вода сбрасывается через все водопропускные сооружения при их полном открытии, через все турбины ГЭС.

Пропуск расхода воды, отвечающего поверочному расчетному случаю, обеспечивается при уровне верхнего бьефа, равном форсированному подпорному уровню. При этом предполагается пропуск воды через все водопропускные сооружения, включая турбины ГЭС, водозаборные сооружения, судоходные шлюзы, рыбопропускные сооружения и резервные водосбросы.

Таким образом, расчетный расход водосбросов при пропуске паводка с расчетным расходом  $Q_{p\%}$  будет

$$Q_{вс} = Q_{p\%} - Q_{вв} - Q_{ГЭС} - Q_{пр},$$

где  $Q_{вв}$ ,  $Q_{ГЭС}$ ,  $Q_{пр}$  – расходы, пропускаемые соответственно через водовыпуски, турбины ГЭС и прочие сооружения.

Уровень воды в нижнем бьефе в расчетах принимается в соответствии с пропускаемым расходом воды и определяется по кривой связи между уровнями и расходами воды для выбранного створа гидроузла.

Расчетные расходы водовыпусков устанавливаются по графикам водоподачи потребителям. Расчет пропускной способности водовпуска выполняется на случай минимальной эксплуатационной отметки уровня верхнего бьефа, обычно совпадающей с уровнем мертвого объема водохранилища. Если водовыпуск используется для пропуска строительных расходов, его размеры назначаются из условия пропуска этих расходов.

Пропускная способность водоспусков определяется исходя из требуемого времени опорожнения водохранилища до нужной отметки.

## 4.3. Бетонные водосбросные плотины

### 4.3.1. Классификация и схемы бетонных водосбросных плотин

Бетонные плотины, приспособленные для сброса воды из верхнего бьефа в нижний, называются **водосбросными**. В зависимости от расположения водосбросных отверстий бетонные водосбросные плотины бывают с поверхностными водосбросными отверстиями, донными водосбросными отверстиями, с поверхностными и донными водосбросными отверстиями (двухъярусные и многоярусные) и с сифонными водосбросами.

**В зависимости от очертания водосливной поверхности** плотины с поверхностными водосбросными отверстиями бывают с водосливом практического профиля (безвакуумным или вакуумным) и с водосливом с широким порогом.

Бетонные водосбросные плотины строятся как на скальных, так и на нескальных (мягких) основаниях. Конструкции плотин сильно зависят от того, на каких основаниях они построены. Подземный контур бетонных водосливных плотин на скальном основании принципиально не отличается от подземного контура бетонных глухих плотин.

Плотины на нескальном основании имеют, как правило, развитый в горизонтальном направлении подземный контур и конструкции в нижнем бьефе для гашения избыточной кинетической энергии сбрасываемого потока и защиты русла от размыва. Условно все элементы плотины можно разделить на три части (рис. 4.1):

1) водосливная часть, состоящая из фундаментной плиты и водослива с расположенными на нем быками, служебными и транспортными мостами;

2) подземный противофильтрационный контур (понур, шпунты, зубья);

3) устройства по гашению энергии потока в нижнем бьефе (водобой и рисберма).

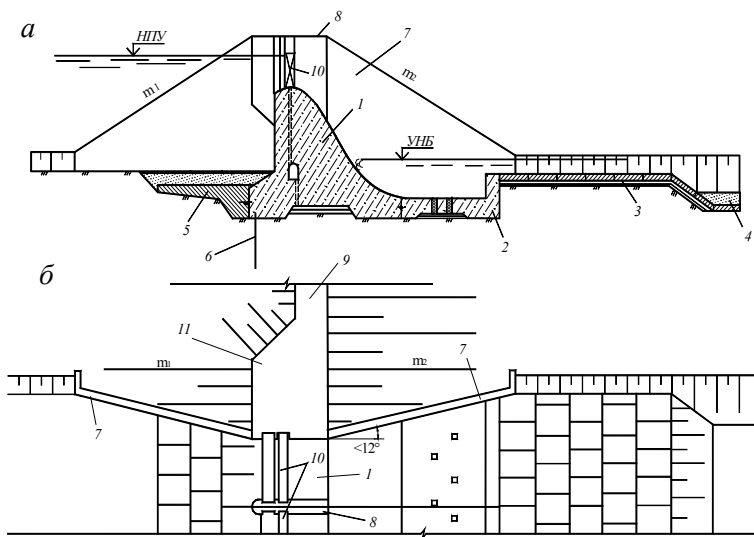


Рис. 4.1. Схема бетонной водосливной плотины на нескальном основании: *а* – продольный разрез; *б* – план: 1 – водослив; 2 – водобой; 3 – рисберма; 4 – предохранительный ковш; 5 – понур; 6 – шпунт; 7 – сопрягающие устои; 8 – быки; 9 – земляная плотина; 10 – затворы; 11 – монтажная площадка

#### **4.3.2. Профили бетонных водосбросных плотин с поверхностными водосливными отверстиями**

Поперечный профиль водосливной плотины образуется из следующих элементов (рис. 4.2):

- вертикальной или наклонной грани *AB* с консолью (рис. 4.2, *в*) или без нее (рис. 4.2, *б*);
- криволинейного участка *BC*, который строится по координатам Кригера–Офицерова для безвакуумных водосливов практического профиля (табл. П 5.1) или по координатам Н.П. Розанова для вакуумных водосливов практического профиля (табл. П 5.2);
- прямолинейного участка *CD*, наклоненного к горизонту под углом, величина которого определяется в основном принятым значением ширины подошвы плотины  $b_{пл}$  (см. главу 3);
- дуги окружности *DE*, описанной радиусом  $R$  и сопрягающей участок *CD* с поверхностью водобоя (табл. П 5.3).

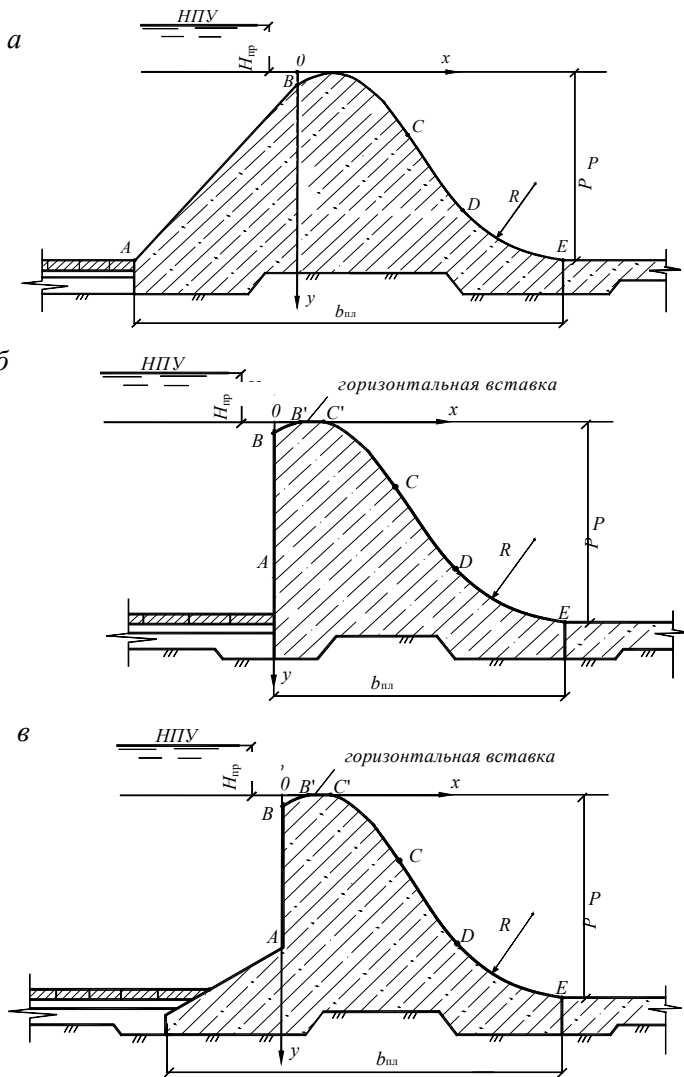


Рис. 4.2. Проектирование поперечного профиля водосливных плотин:  
*a* – с наклонной напорной гранью (без горизонтальной вставки на гребне);  
*б* – с вертикальной напорной гранью (с горизонтальной вставкой на гребне);  
*в* – с вертикальной напорной гранью и консолью (с горизонтальной вставкой на гребне)

Если на гребне водослива предусматриваются плоские затворы, то на нем в случае безвакуумного профиля часто устраивают горизонтальную вставку  $B'C'$  (см. рис. 4.2, б, в) для более удобного размещения рабочих и ремонтных затворов. В этом случае профиль по координатам Кригера–Офицерова строится до наивысшей точки на гребне, после которой ко всем значениям абсцисс  $x$  добавляется величина горизонтальной вставки  $B'C'$ . При вакуумных профилях горизонтальная вставка не устраивается, так как в этом случае, как правило, применяются затворы, не требующие пазов, например сегментные (наличие пазов в быках может привести к срыву вакуума). Радиус дуги окружности, по которой водосливная поверхность сопрягается с поверхностью водобоя, принимается по табл. П 5.3. Напорная грань может быть вертикальной (см. рис. 4.2, б, в) или наклонной (см. рис. 4.2, а). Выбор очертания напорной грани, а также наличие консоли обусловлены главным образом шириной подошвы плотины, принимаемой в зависимости от грунтов основания (см. п. 3.2).

Низконапорные плотины на нескальных основаниях выполняются в виде водосливов с широким порогом (рис. 4.3).

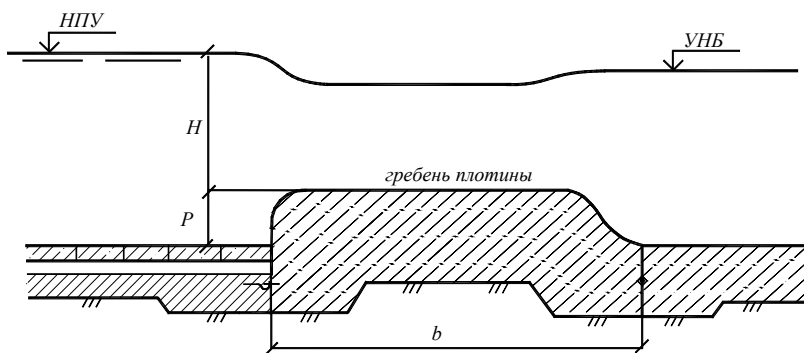


Рис. 4.3. Схема плотины с широким порогом

### 4.3.3. Конструкции быков и береговых устоев

**Быки** – это элементы водосливных плотин, разделяющие общий водосливный фронт на отдельные отверстия. Быки выполняют следующие основные функции:

- воспринимают давление воды, передаваемое на них затворами при закрытом водосливном отверстии;
- поддерживают затворы в поднятом состоянии (при частичном или полном открытии отверстия);
- служат опорами стационарных подъемных механизмов для маневрирования затворами для служебных и транспортных мостов.

По конструктивному признаку быки подразделяются на разрезные и неразрезные.

У *разрезных* быков деформационный шов проходит по продольной оси быка. Каждая половина такого быка с примыкающей частью водосливной плотины составляет единую монолитную конструкцию. Разрезные быки устраиваются, как правило, в случае мягких грунтов оснований, более подверженных неравномерным осадкам. Неравномерная осадка в таком случае не приводит к перекосам соседних быков и заклиниванию затворов. Неразрезной бык представляет собой конструкцию, отделенную деформационными швами от тела плотины. Такие конструкции, как правило, применяются в случае скальных оснований.

Очертание быка в плане со стороны верхнего бьефа должно обеспечивать плавный вход в водосливное отверстие и минимальное боковое сжатие потока. Исходя из этого условия верховая грань быка выполняется полукруглой, иногда в виде двугранного угла, а в случае пропуска через водосброс льда – криволинейно-заостренной. Низовая грань чаще всего делается полукруглой или плоской с закругленными углами (рис. 4.4).

В быках устраиваются пазы для размещения в них опорно-ходовых частей ремонтных и рабочих затворов, расстояние между которыми должно быть не менее 1,5 м, чтобы обеспечить удобную работу персоналу для осмотра и ремонта затвора непосредственно в водосливном пролете. Пазы для ремонтных затворов устраиваются со стороны верхнего бьефа, а когда уровни воды в нижнем бьефе могут быть выше гребня водослива – и со стороны нижнего бьефа. Размеры пазов в плане определяются конструкцией и размерами опорно-ходовых частей затвора. Толщина суженного перешейка быка  $d_0$  (или полубыка, в случае если он разрезной) должна быть не менее 0,8 м.



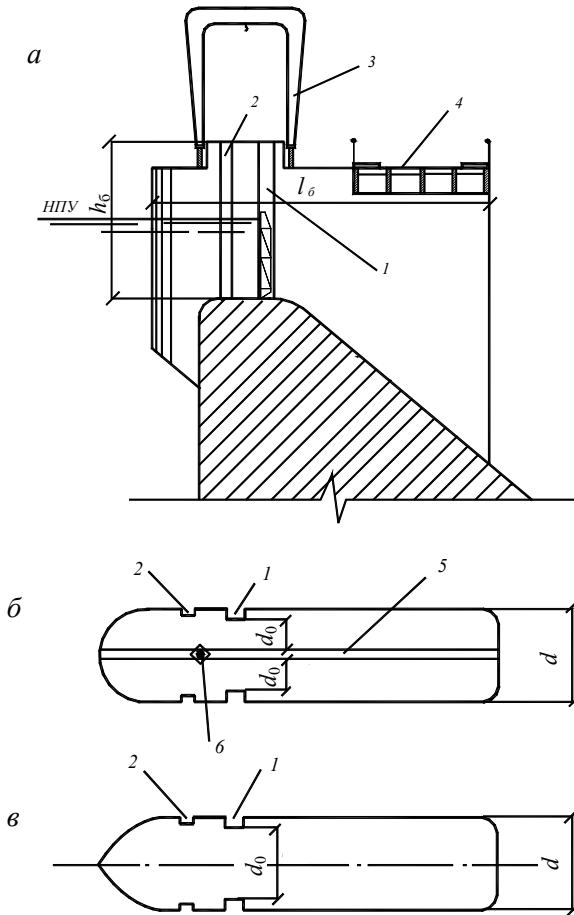


Рис. 4.4. Конструкции быков:  
*а* – вид сбоку; *б* – план разрезного быка; *в* – план неразрезного быка:  
 1 – пазы рабочего затвора; 2 – пазы ремонтного затвора; 3 – козловой кран;  
 4 – мост; 5 – шов; 6 – уплотнение шва

Некоторые типы затворов (например, сегментный затвор) не требуют устройства пазов в быках. В этом случае толщина быка будет определяться размерами пазов ремонтных затворов и может быть уменьшена до 1,5–2,0 м.

Отметку гребня (верха) быков назначают с учетом отметки гребня глухой плотины, типа затворов, условий маневрирования ими,

типа подъемных механизмов, наличия мостового перехода и его габаритов по высоте. В случае плоских колесных затворов высота быка должна быть такой, чтобы при полностью открытом отверстии верхнее колесо затвора не выходило из паза. Исходя из вышеперечисленных условий высота быка над гребнем водослива, в случае подъемных затворов, может приниматься:

при стационарных механизмах подъема

$$h_6 = h_{\phi} + h_3 + (1-2), \text{ м};$$

при передвижном кране

$$h_6 = h_{\phi} + 0,6 h_3,$$

где  $h_{\phi}$  – глубина воды на водосливе при форсированном уровне воды в верхнем бьефе;

$h_3$  – высота затвора.

Отметка гребня быка по его длине может быть переменной. По виду сбоку различают быки без уступа (с постоянной отметкой гребня), с одним уступом (см. рис. 4.4, *a*), с двумя или тремя уступами. По уступам прокладывают транзитные (автодорожные или железнодорожные) и служебные мосты. Эти уступы назначают по условию незатопления гребня быков и минимального объема бетонной кладки.

Длина быка  $l_6$  назначается из условия размещения ремонтных и рабочих затворов и необходимого расстояния между ними, служебного моста, механизмов подъема затворов и транспортного моста.

По отношению к гребню водосливной плотины быки располагают так, чтобы ось рабочих затворов (линия опирания затворов на гребень водослива) проходила по наивысшим отметкам водосливной поверхности. В связи с этим для размещения ремонтных затворов иногда приходится выдвигать бык за напорную грань плотины в сторону верхнего бьефа, что целесообразно с гидравлической точки зрения, а при вакуумных оголовках – обязательно, так как пазы ремонтных затворов не должны попадать в зону вакуума во избежание засасывания через них воздуха и срыва вакуума. В этом случае выдвинутая часть быка выполняется в виде консольного выступа (см. рис. 4.4).

Сопряжение бетонной водосливной плотины с другими бетонными сооружениями, входящими в состав гидроузла (здание ГЭС, судоходный шлюз и т. д.), осуществляется с помощью *устоя*, представляющего собой разделительную стенку, выступающую в сторону верхнего бьефа обычно не более чем на длину понура и в сторону нижнего бьефа – на длину водобоя. Устой разделяет сооружения с различными гидравлическими режимами, тем самым предотвращая образование сбойных течений в нижнем бьефе. Конструкция устоя в том случае, когда она выполняет только разделительную функцию, выполняется тонкой бетонной или железобетонной монолитной прямоугольного сечения. Иногда в устоях размещают рыбопропускные сооружения.

Сопряжение водосливной плотины с земляной плотиной или с берегом осуществляется с помощью береговых устоев.

**Береговые устои** предназначены для защиты земляной плотины или берега от действия воды, сливающейся через водосброс, направления воды в отверстие плотины и обеспечения плавного ее растекания в нижнем бьефе, а также для предотвращения опасного воздействия фильтрационного потока в зоне примыкания водослива к берегу или плотине. Кроме того, устои служат опорами затворов и мостов, в связи с чем лицевая грань устоев в пределах водослива делается аналогично боковым граням быков. Береговой устой состоит из трех основных элементов: вертикальной продольной стенки, верховой сопрягающей стенки и низовой сопрягающей стенки (см. рис. 4.1). Верховая и низовая сопрягающие стенки называются *открылками*. Вертикальная продольная стенка устраивается в пределах водослива и выполняет все функции быков водосливной плотины. На нее от затворов передается давление воды, а, кроме того, на вертикальную стенку действует давление грунта со стороны земляной плотины или берега. Учитывая разный характер нагрузок, действующих на водосливную плотину и устой, и возможные разные их деформации, во избежание заклинивания затворов вертикальную продольную стенку следует объединять с водосливной плотиной в единую конструкцию (рис. 4.5, а). Отметка верха вертикальной продольной стенки устраивается на одной отметке с верхом быков и имеет аналогичную конструкцию. Толщина ее обычно равна половине толщины быка, но иногда она увеличивается для размещения в ней спусков в галереи, служебных помещений и т. д.

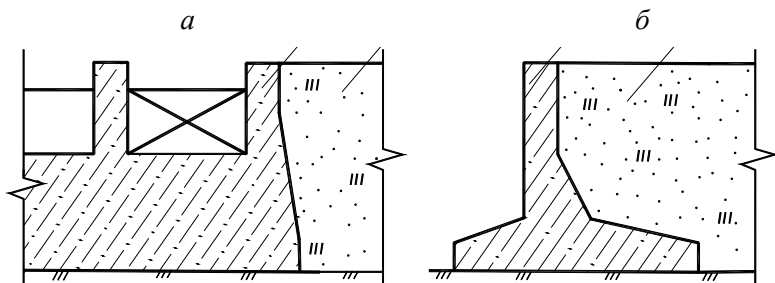


Рис. 4.5. Конструкция берегового устоя:  
*a* – поперечный разрез по вертикальной продольной стенке;  
*б* – поперечный разрез по сопрягающему открылку

Участок земляной плотины или берега, примыкающий к продольной стенке, выполняется в виде уширенной площадки, которая называется монтажной (см. рис. 4.1), чтобы обеспечить выезд на нее крана с плотины и производства монтажных и ремонтных работ по затворам. Длина монтажной площадки назначается в пределах

$$l_{пл} = (1,5-2,5)b,$$

где  $b$  – ширина водосливного отверстия плотины.

В пределах монтажной площадки обычно размещают затворохранилище.

Верховой сопрягающий открылок в плане может иметь прямолинейную (прямой или тупой угол) или криволинейную форму, очерченную по дуге окружности, эллипсу и т. д. Прямолинейное очертание проще с точки зрения производства работ, криволинейное лучше с гидравлической точки зрения, поэтому криволинейные верховые открылки применяются только в низконапорных плотинах, где скорости течения воды на входе в водосливное отверстие значительны и плавность входа потока влияет на пропускную способность водослива.

В плане прямолинейный открылок может выполняться в одной плоскости с вертикальной продольной стенкой, а может отклоняться от ее продольной оси на угол  $5-12^\circ$ , образуя постепенное плавное сужение потока на входе в водосливные отверстия.

В вертикальной плоскости верховой открылок может иметь постоянную высоту с отметкой верха на отметке гребня вертикальной продольной стенки. Такая конструкция лучше как с гидравлической точки зрения, так и с точки зрения обходной фильтрации. Однако расход бетона в этом случае будет значительным, особенно для плотин среднего напора. В этом случае открылок устраивают ныряющим (то есть переменной высоты), повторяющим очертание верхового откоса земляной плотины (см. рис. 4.1).

В поперечном сечении верховой и низовой открылки могут выполняться в виде массивной продольной стенки (см. рис. 4.5), облегченных железобетонных, контрфорсных или ячеистых конструкций. Минимальная толщина открылков поверху 0,5–1 м. От вертикальной стенки открылки отрезаются деформационными швами и по длине разрезаются швами на секции длиной 10–25 м. Водонепроницаемость швов обеспечивается устройством уплотнений.

#### **4.3.4. Определение размеров поверхностных водосливных отверстий**

Гидравлический расчет водосливной плотины состоит в определении размеров (ширины и высоты) водосливных отверстий, их количества и проверки пропускной способности принятых размеров водосливных отверстий. Расчет выполняется по формуле

$$Q = \sigma_n \varepsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (4.1)$$

где  $\sigma_n$  – коэффициент подтопления водослива;

$\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия;

$m$  – коэффициент расхода водослива;

$B$  – ширина водосливного фронта;

$$B = nb,$$

где  $n$  – число пролетов;

$b$  – ширина одного пролета.

Следует иметь в виду, что ширины отдельных пролетов могут быть различными. Расчетная схема представлена на рис. 4.6;

$g$  – ускорение свободного падения;

$H_0$  – напор на водосливе с учетом скорости подхода.

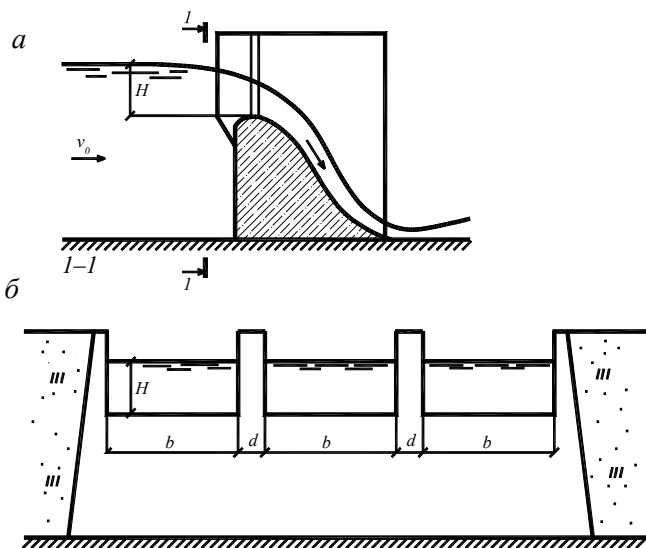


Рис. 4.6. Схема к определению размеров поверхностных водосливных отверстий:  
*a* – разрез по оси; *б* – разрез *l-l*

Порядок расчета может быть следующим. В первом приближении принимают:  $\sigma_{\text{п}} = 1,0$ ;  $\varepsilon = 1,0$ ; коэффициент расхода для водослива с широким порогом  $m = 0,32-0,38$ , для безвакуумного водослива практического профиля  $m = 0,47-0,49$ , для вакуумного  $m = 0,57$ ;  $H_0 = H$ . Величиной  $H$  задаются в пределах 2–5 м в зависимости от расхода в соответствии со стандартными размерами отверстий (табл. 4.2). Подставляя в формулу (4.1) ориентировочные значения  $\sigma_{\text{п}}$ ,  $\varepsilon$ ,  $m$  и  $H$ , определяют величину  $B$ . По найденной величине  $B$  в соответствии со стандартными размерами отверстий (табл. 4.3) и учитывая, что по условиям эксплуатации количество водосливных отверстий желательно принимать не менее трех, назначают ширину водосливных отверстий  $b$  и их количество  $n$ .

Таблица 4.2

#### Высота водосливных отверстий

Высота отверстий $H$ , м	0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8; 9; 10; 12; 14; 16; 18; 20
-----------------------------	---

За высоту отверстий принимается: для поверхностных отверстий – размер от верхней грани порога до верхней кромки обшивки затвора; для глубинных – размер от верхней грани порога до потолка отверстия, измеряемый при плоских затворах в плоскости перемещения, для других типов затворов – по нормали к оси водовода.

Таблица 4.3

### Ширина водосливных отверстий

Пролет (ширина) водосливных отверстий $b$ , м	0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6; 7; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 24; 30
---	--

Ширина водосливного фронта плотины должна быть увязана с допустимым удельным расходом в нижнем бьефе. Ширина потока в нижнем бьефе должна быть

$$B_{\text{нб}} \geq \frac{Q_{\text{р.п.}}}{q_{\text{доп}}},$$

где  $Q_{\text{р.п}}$  – расчетный паводковый расход;

$q_{\text{доп}}$  – допустимый удельный расход в нижнем бьефе, назначается в зависимости от грунтов в русле реки и может приниматься следующим:

- для песчаных оснований – до 30–40 м<sup>3</sup>/с на 1 метр погонной ширины;
- глинистых оснований – до 50–60 м<sup>3</sup>/с на 1 метр погонной ширины.

При назначении величины удельного расхода необходимо учитывать, что его увеличение сокращает ширину водосливного фронта и, следовательно, уменьшает длину и стоимость плотины. Вместе с тем с его увеличением будут усложняться условия гашения кинетической энергии потока в нижнем бьефе и будет возрастать стоимость крепления нижнего бьефа. Таким образом, выбор оптимальной величины удельного расхода производится путем технико-экономического сравнения ряда вариантов.

После определения высоты ( $H$ ), ширины ( $b$ ) и количества водосливных отверстий производится проверка пропускной способности проектируемой плотины. Для этого уточняются значения  $H_0$ ,  $m$ ,  $\varepsilon$  и  $\sigma_{\Pi}$ .

Напор с учетом скорости подхода определяется по зависимости

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g},$$

где  $\alpha$  – коэффициент Кориолиса, равный 1–1,1;

$v_0$  – скорость подхода, равная средней скорости потока в верхнем бьефе в сечении, отстоящем от напорной грани водослива на расстоянии  $(3-5)H$ .

Коэффициент бокового сжатия зависит от размеров и конструктивных особенностей водослива и определяется по формулам гидравлики [2, 5, 19 и др.]. Его численное значение составляет, как правило, 0,95–0,99. При меньших значениях следует пересмотреть конструкцию входной части водослива. Коэффициент подтопления может быть определен по специальным таблицам [2, 19 и др.] или по графику, представленному на рис. 4.7, в зависимости от отношения  $h_{\Pi}/H_0$ , где  $h_{\Pi}$  – высота подтопления, равная превышению уровня воды в нижнем бьефе над гребнем водослива.

Коэффициент расхода определяется также по формулам гидравлики в зависимости от типа водослива и его конструктивных особенностей [2, 3, 4, 19 и др.]. После того как все коэффициенты, входящие в формулу

$$Q = \sigma_{\Pi} m \varepsilon B \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

определены и найдено значение  $H_0$ , производят проверку пропускной способности принятых размеров водосливных отверстий по условию

$$Q \geq Q_{\text{р.п.}}$$

причем превышение пропускной способности водосливной плотины  $Q$  над расчетным паводковым расходом  $Q_{\text{р.п}}$  должно быть не более 5 %.



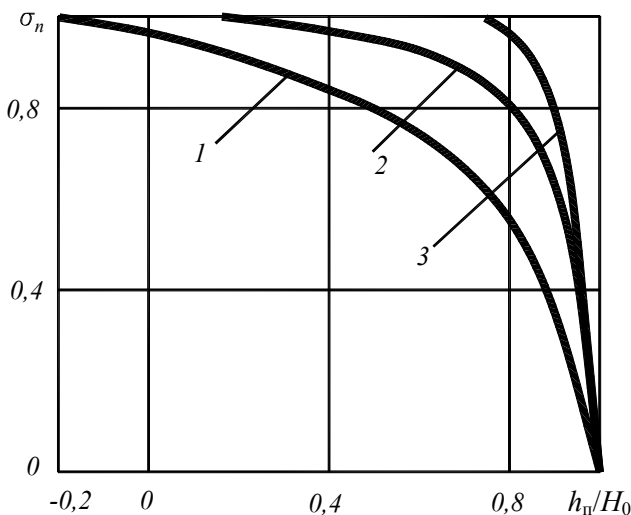


Рис. 4.7. График для определения коэффициента подтопления водосливов: 1 – вакуумного; 2 – безвакуумного практического профиля; 3 – с широким порогом

Проверка пропуска поверочного (катастрофического) расхода воды через водослив  $Q_{\text{кат}}$  производится по условию

$$Q = \sigma_{\text{п}} m \varepsilon B \sqrt{2g} H_{\text{фор}}^{3/2} \geq Q_{\text{кат}},$$

где  $H_{\text{фор}}$  – напор на гребне водослива при пропуске поверочного расхода (разность отметок ФПУ и гребня плотины) с учетом скорости подхода.

В некоторых случаях требуется сбрасывать лед с минимальными потерями воды из верхнего бьефа. Для этой цели устраиваются специальные льдосбросные отверстия с повышенной отметкой гребня водослива. Для таких отверстий минимальный напор на гребне должен быть

$$H_{\text{min}} \geq 1,15 \delta + 0,15,$$

где  $\delta$  – расчетная толщина льда, м.

### 4.3.5. Гидравлические режимы сопряжения бьефов

При пропуске воды через плотину в нижнем бьефе образуется поток воды, характеризующийся большими скоростями, который, обладая повышенной кинетической энергией, имеет большую размывающую способность. Поэтому в нижних бьефах водосливных плотин должны быть предусмотрены специальные устройства, гасящие энергию водного потока и защищающие русло от размыва. Конструкции этих устройств зависят от типа грунтов основания и гидравлических режимов сопряжения бьефов. Различают следующие основные гидравлические режимы сопряжения бьефов: донный (рис. 4.8, а), поверхностный (рис. 4.8, б), режим отброшенной струи (рис. 4.8, в) и режим свободно падающей струи (рис. 4.8, г).

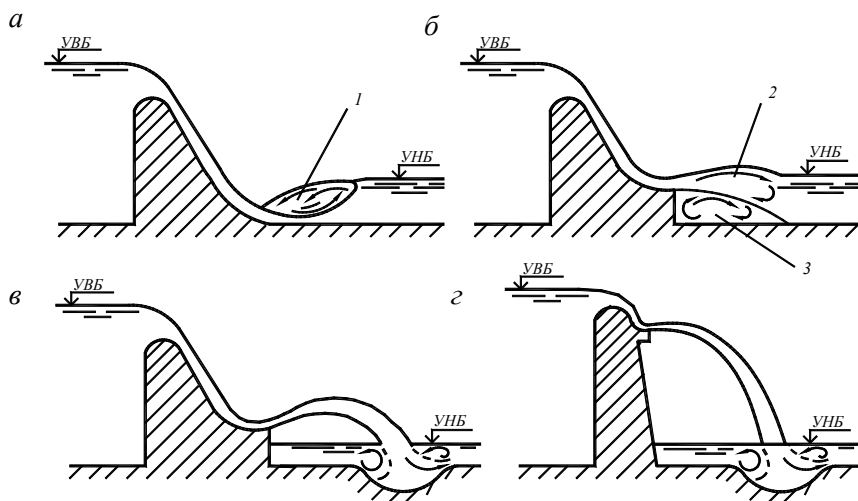


Рис. 4.8. Режимы сопряжения бьефов:

- а – донный режим; б – поверхностный режим; в – режим отброшенной струи;  
г – режим свободно падающей струи: 1 – поверхностный валец донного гидравлического прыжка; 2 – поверхностный валец поверхностного гидравлического прыжка; 3 – донный валец поверхностного гидравлического прыжка

**Донный режим** характеризуется образованием донного гидравлического прыжка с движением сбросного потока у дна и наличием

поверхностного вальца (водоворотной зоны) 1 (см. рис. 4.8, а). Гидравлический прыжок может быть затопленным либо отогнанным. **Поверхностный режим** возникает при сходе сбросного потока с уступа и движении его по поверхности воды. Здесь образуется основной поверхностный валец 2, а в некоторых случаях и донный валец 3 (рис. 4.8, б). В этом случае происходит поверхностный гидравлический прыжок. **Режим отброшенной струи** образуется при сбросе струи в нижний бьеф с носка-трамплина. **Режим свободно падающей струи** образуется при сбросе струи в нижний бьеф с высокорасположенного водослива или отверстия, где струя встречается со свободной поверхностью под углом, близким к  $90^\circ$ . Режимы, представленные на рис. 4.8, б, в и г, проектируются преимущественно в случае скального основания и, как правило, не требуют дополнительного крепления нижнего бьефа.

#### **4.3.6. Устройство нижнего бьефа при донном сопряжении**

Крепление русла за водосбросной плотиной состоит из двух частей – водобоя и рисбермы. Водобой устраивается непосредственно за водосливом в пределах гидравлического прыжка, где поток имеет значительные скорости течения. За пределами водобоя, где скорости течения меньше, устраивается рисберма, заканчивающаяся концевой частью в виде вертикальной стенки или ковша (рис. 4.9).

**Водобой** – это часть крепления дна русла, расположенная в нижнем бьефе непосредственно за водосбросным сооружением. Он предназначен для восприятия удара потока, сбрасываемого в нижний бьеф, гашения его избыточной кинетической энергии и защиты дна русла от размыва.

В конструктивном отношении водобой выполняется в виде массивной бетонной или железобетонной плиты (см. рис. 4.9). Водобои могут быть горизонтальными и наклонными. Наклонные водобои позволяют, в случае глубоких водобойных колодцев, уменьшать заглубление подошвы плотины, что сокращает расход бетона и ведет к снижению стоимости сооружения.

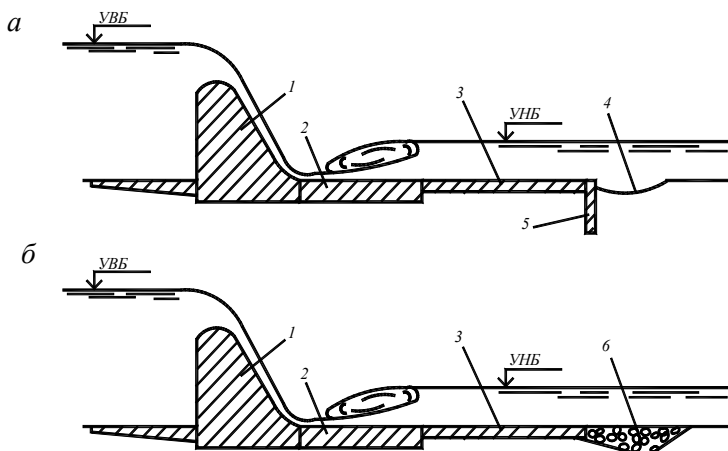


Рис. 4.9. Схемы устройства нижнего бьефа:  
 а – с вертикальной стенкой; б – с предохранительным ковшом:  
 1 – водосливная плотина; 2 – водобой; 3 – рисберма; 4 – воронка размыва;  
 5 – вертикальная стенка; 6 – предохранительный ковш

Для интенсификации гашения энергии потока в пределах водобоя могут располагаться *гасители кинетической энергии*: водобойный колодец, водобойная стенка и специальные гасители в виде шашек, пирсов и зубчатых порогов (см. ниже).

Длина водобоя при отсутствии на нем гасителей энергии

$$l_{\text{в}} = (1-1,25) l_{\text{пр}},$$

а при наличии гасителей

$$l_{\text{в}} = (0,75-1,0) l_{\text{пр}},$$

где  $l_{\text{пр}}$  – длина прыжка, определяемая по формуле

$$l_{\text{пр}} = 5(h'' - h'), \quad (4.2)$$

здесь  $h'$  и  $h''$  – соответственно первая и вторая сопряженные глубины.

В плане водобой может быть прямоугольным, но чаще всего он делается трапецидальным, расширяющимся по направлению тече-

ния потока (см. рис. 4.1). Увеличение ширины водобоя способствует лучшему гашению кинетической энергии потока. При этом угол отклонения низовых стенок берегового устоя от продольной оси водобоя во избежание сбойности потока в нижнем бьефе не должен превышать 5–12°.

Толщина водобоя и его армирование определяются расчетом из условия обеспечения его устойчивости и прочности. Для предварительных расчетов толщину его можно определять по формуле

$$t = 0,15 v_c \sqrt{h_c},$$

где  $v_c$  и  $h_c$  – соответственно скорость и глубина потока в сжатом сечении, на сходе с водосливной поверхности плотины.

Отметка поверхности водобоя определяется глубиной водобойного колодца, которая откладывается вниз от дна реки. В случае водобойной стенки, наличия специальных гасителей или при отсутствии любых типов гасителей отметка поверхности водобоя обычно принимается на отметке дна реки.

Бетон водобоя должен обладать высокой сопротивляемостью истирающему действию потока. С этой целью поверхность водобоя может покрываться сталебетоном (с добавлением металлической стружки) или пластбетоном (с добавлением синтетической смолы).

В сооружениях, где предусматривается сброс льда, поверхность водобоя может укрепляться каменной облицовкой из прочных пород на растворе. Армирование водобойной плиты в основном конструктивное, толщина защитного слоя бетона над арматурой должна быть не менее 20 см.

Для снятия фильтрационного давления на водобой под ним практически всегда устраивается плоский дренаж (слой камня, гравия или щебня) с обратным фильтром. Профильтрованная вода из дренажа отводится в нижний бьеф через разгрузочные колодцы, устраиваемые в водобойной плите. Колодцы круглой или квадратной формы в плане размером от 0,25 × 0,25 м до 1 × 1 м располагаются на водобойной плите в шахматном порядке через 5–10 м в ряду, расстояние между рядами – не менее 5 м. При этом общая площадь дренажных колодцев должна составлять не менее 1,5 % от площади водобоя. Дренажные колодцы не рекомендуется распола-

гать на первой трети длины водобоя, где эжекция потока может быть значительна. Колодцы заполняются камнем и сверху закрываются металлическими решетками для предотвращения захвата поверхностным потоком дренажного материала.

Плиту водобоя от тела плотины отделяют деформационным швом. Шов обеспечивает независимую осадку тела плотины и водобоя. Уплотнение шва выполняется в виде металлического листа или просмоленного каната.

Водобой разрезается продольными деформационными швами, которые, как правило, совпадают с продолжением продольной оси быка. Расстояние между швами до 15–20 м. Поперечные швы на водобое не устраиваются.

**Рисберма** – это часть крепления дна и берегов русла в нижнем бьефе, располагаемая непосредственно за водобоем. Рисберма предназначена для гашения оставшейся после водобоя (около 20–30 %) избыточной кинетической энергии потока, выравнивания по сечению и снижения скоростей потока до бытовых значений, а также защиты дна и берегов русла от размыва. Рисбермы могут быть горизонтальными и наклонными.

Конструкция рисбермы должна быть гибкой, приспособляющейся к возможным деформациям русла без нарушения ее прочности и проницаемой для выходящего в нижний бьеф фильтрационного потока. В соответствии с уменьшающейся по течению скоростью потока конструкция рисбермы по длине может изменяться. У водобоя располагается более мощное крепление, а в конце рисбермы – более легкое. Все типы креплений укладываются на подготовку в виде обратного фильтра.

Длина рисбермы на построенных плотинах изменяется в пределах одной–двух длин водобоя. Предварительно длину рисбермы можно определить, исходя из общей длины креплений в нижнем бьефе, которая для случая сопряжения бьефов при донном режиме может определяться по формуле Д.И. Кумина:

$$l = 6 (h'' - h') + 8h_{кр},$$

где  $h''$  и  $h'$  – соответственно первая и вторая сопряженная глубина;  
 $h_{кр}$  – критическая глубина, определяемая по формуле

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}. \quad (4.3)$$

Зная общую длину креплений и длину водобоя, длину рисбермы определяют как

$$l_{\text{рис}} = l - l_{\text{вод.}}$$

Окончательно длина и конструкция рисбермы определяются на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом обеспечения неразрывающихся скоростей потока за рисбермой, в начале незакрепленного русла реки.

Для плотин I, II и III классов крепление рисбермы рекомендуется выполнять, как правило, из бетонных или железобетонных монолитных плит, допускаемые скорости течения для которых 4,5–5 м/с. Монолитные бетонные или железобетонные плиты толщиной 0,5–1 м, квадратные или прямоугольные в плане, длиной от 2 до 15 м укладываются так, чтобы не было сквозных швов вдоль течения потока (см. рис. 4.1 и 4.10, а). Если плиты прямоугольные, то они должны располагаться длинной стороной вдоль течения. Для снятия фильтрационного давления в них устраиваются дренажные колодцы (диаметром 0,15–0,25 м) аналогично колодцам на водобое. Для увеличения шероховатости крепления могут применяться плиты со скошенной верховой гранью и плиты неодинаковой толщины.

Для плотин IV класса капитальности рисберма может выполняться из сборных железобетонных или бетонных плит, каменной наброски, габионов или ряжей.

Сборные железобетонные плиты (рис. 4.10, в) толщиной 0,15–0,4 м укладываются аналогично монолитным. Для обеспечения устойчивости против гидродинамического воздействия потока они соединяются между собой при помощи выпусков арматуры, образуя единый туюфак, который при помощи арматуры крепится к водобою или к специально забитому ряду свай, что предотвращает сползание плит в случае подмыва концевого участка рисбермы.

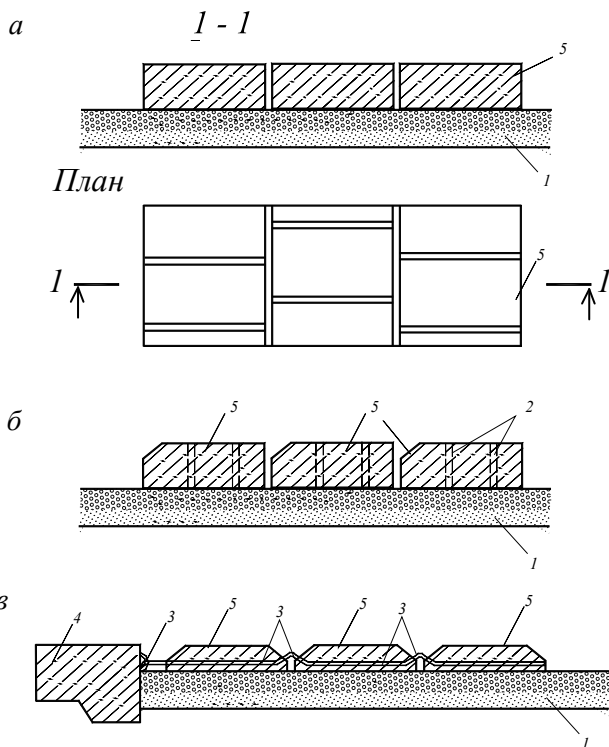


Рис. 4.10. Крепление рисбермы бетонными плитами:  
*a* – монолитными; *б* – монолитными со скошенной верхней гранью; *в* – сборными;  
*1* – обратный фильтр; *2* – дренажные колодцы; *3* – арматура; *4* – водобой;  
*5* – железобетонные плиты

**Концевой участок рисбермы**, который предохраняет все крепление от подмыва, выполняется или в виде предохранительного ковша с заложением верхового откоса не круче  $1 : 4$  (рис. 4.11), или вертикальной стенки (см. рис. 4.9, *a*). Низовой откос ковша имеет заложение не круче  $1 : 2$  и должен быть устойчив в период строительства. Ковш может загружаться камнем или гравием слоем 1–4 м. Отсыпка камня или гравия позволяет уменьшить глубину ковша за счет того, что допустимая скорость на размыв для них больше, чем для грунта основания.



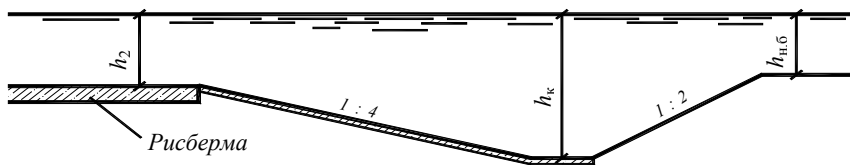


Рис. 4.11. Схема к расчету глубины ковша

Глубина ковша в месте наибольшего размыва определяется по формуле

$$h_k = K_p \sqrt{\frac{q}{v_n}}, \quad (4.4)$$

где  $K_p$  – коэффициент, зависящий от условий схода потока с рисбермы (при успокоенном в пределах крепления потоке и закрепленном верховом откосе ямы размыва  $K_p = 1,05-1,10$ , при неуспокоенном потоке и отсутствии крепления концевой части ямы значение  $K_p$  увеличивают до 1,7);

$$q = \frac{Q_{р.п}}{B_{рис}} \text{ – удельный расход на рисберме;}$$

$Q_{р.п}$  – расчетный паводковый расход;

$B_{рис}$  – ширина рисбермы;

$v_n$  – допускаемая неразмывающая скорость при глубине потока  $h = 1$  м (см. табл. Пб.1, Пб.2).

Вертикальная стенка может выполняться бетонной или железобетонной, в виде шпунтового ряда или ряжей, заполненных камнем. Глубина вертикальной стенки, как и глубина ковша, определяется по формуле (4.4) и выполняется на всю глубину возможного размыва грунта.

В пределах рисбермы подводная часть берегового откоса крепится аналогично креплению дна с некоторым облегчением с учетом уменьшения скоростей течения у берегов, особенно в связи с растеканием потока.

**Гасители кинетической энергии** располагаются в пределах водобоя или же в конце водослива. Они предназначены для гашения

избыточной кинетической энергии потока и создания режима за-топленного гидравлического прыжка.

Различают простейшие и специальные гасители. К *простейшим* гасителям относятся *водобойный колодец, водобойная стенка, комбинированный водобойный колодец* (комбинация водобойного колодца и водобойной стенки). Простейшие гасители характеризуются тем, что они поддаются гидравлическому расчету.

Специальные гасители представляют собой преграды или выступы различных форм и размеров, расположенные в пределах водобоя или в конце водослива. К ним относятся шашки, пирсы, зубчатые пороги, расщепители, растекатели и т. д. На рис. 4.12 приведены примеры некоторых конструкций специальных гасителей.

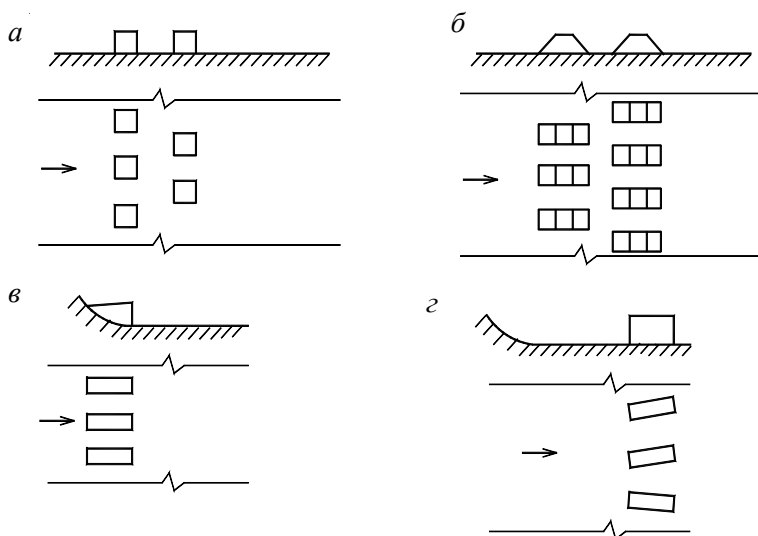


Рис. 4.12. Примеры некоторых конструкций специальных гасителей:  
а – шашки; б – пирсы; в – расщепители; г – растекатели

Шашки (рис. 4.12, а) имеют высоту меньшую, чем ширину или длину, пирсы (рис. 4.12, б) – наоборот, большую. Расщепители (рис. 4.12, в) обычно устанавливаются параллельно направлению потока в конце водослива. Растекатели (рис. 4.12, г) предназначены для обеспечения равномерного распределения потока по ширине

водобоя или для изменения его направления. Кроме указанных конструкций существуют и другие. Выбор той или иной конструкции специальных гасителей и их размеров осуществляется на основании лабораторных исследований или по аналогам уже существующих сооружений, так как они не поддаются точному гидравлическому расчету.

#### **4.3.7. Гидравлический расчет сопряжения бьефов**

**Донный режим сопряжения бьефов.** Наиболее эффективное гашение избыточной энергии потока в нижнем бьефе в этом случае происходит в затопленном гидравлическом прыжке. Задача расчета – определить, является ли гидравлический прыжок затопленным или отогнанным, и в случае отогнанного прыжка предусмотреть и рассчитать конструкции для затопления прыжка.

Порядок расчета следующий.

По кривой связи устанавливаются глубину воды в нижнем бьефе  $h_{нб}$ , соответствующую расчетному расходу. Уровень воды в верхнем бьефе принимается на отметке НПУ.

Глубина воды в сжатом сечении  $h_c$  находится из уравнения

$$Q = \varphi h_c B_c \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}, \quad (4.5)$$

где  $\varphi$  – коэффициент скорости; принимают  $\varphi = 0,95$  при истечении через водослив практического профиля с криволинейной сливной гранью и при истечении из-под затвора;  $\varphi = 0,90$  – при истечении через водослив с широким порогом;

$B_c$  – ширина потока в сжатом сечении.

$p$  – высота водослива (на рис. 4.13).

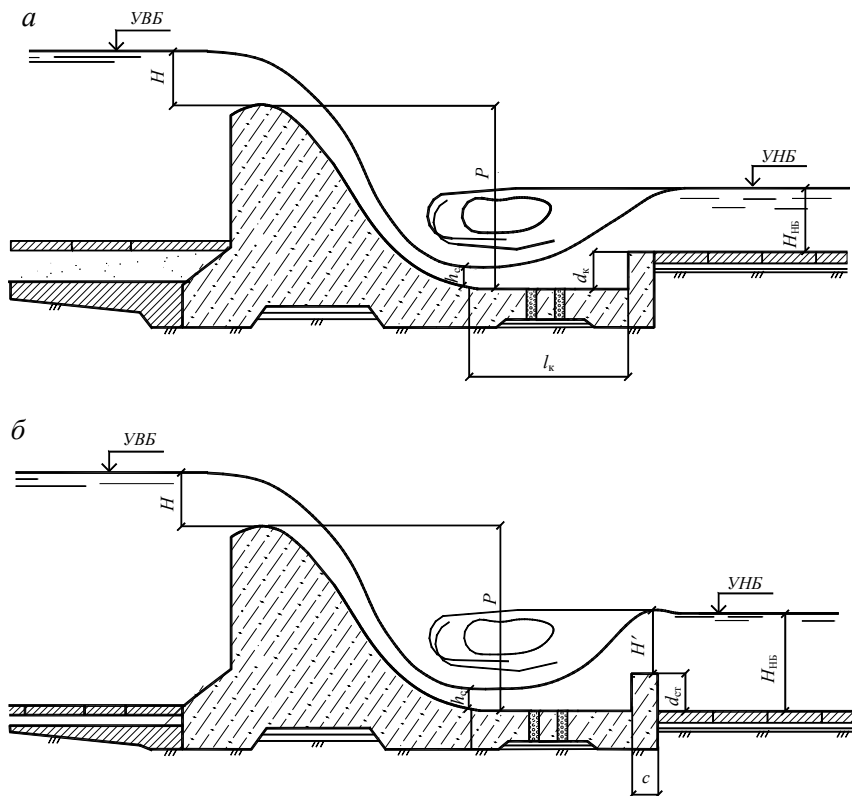


Рис. 4.13. Схемы к расчету донного режима сопряжения бьефов:  
*a* – с водобойным колодцем; *б* – с водобойной стенкой

По известному значению  $h_c$  вычисляется сопряженная с ней глубина  $h''$ . Для прямоугольного русла

$$h'' = \frac{h_c}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_{кр}}{h_c} \right)^3} - 1 \right], \quad (4.6)$$

где  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$  – критическая глубина;

$\alpha = 1-1,1$  – коэффициент Кориолиса;

$q = \frac{Q}{B_c}$  – удельный расход на водобое.

Если ширина нижнего бьефа значительно больше ширины водосливного фронта, то необходимо решать пространственную задачу сопряжения бьефов. По данным М.З. Абрамова, при условии  $B_{нб} > 5B_c$  сопряженная глубина в пространственных условиях

$$h''_{пр} \approx \frac{2}{3} h''.$$

Зная  $h''$ , вопрос о форме сопряжения бьефов решают следующим образом:

- при  $h'' > h_{нб}$  – прыжок отогнан;
- при  $h'' < h_{нб}$  – прыжок затоплен;
- при  $h'' = h_{нб}$  – прыжок в критическом положении.

Если прыжок оказывается отогнанным, то его необходимо искусственно затопить при помощи гасителей кинетической энергии потока. Наиболее распространенными гасителями кинетической энергии являются водобойный колодец и водобойная стенка (см. рис. 4.13).

**Расчет водобойного колодца** сводится к определению его глубины и длины. При этом расчет ведется на самый неблагоприятный случай, когда разность  $h'' - h_{нб}$  имеет максимальное значение. Глубина водобойного колодца определяется из условия получения в нижнем бьефе за водосбросом глубины, которая равна или больше сопряженной:

$$d_k = h'' - h_{нб} - \Delta z, \quad (4.7)$$

где  $\Delta z$  – перепад, образующийся при выходе потока из водобойного колодца в русло НБ. На практике по соображениям расчета с «запасом» величиной  $\Delta z$  пренебрегают.

Так как устройство колодца, связанное с углублением дна НБ, увеличивает полную удельную энергию воды ВБ относительно дна НБ, необходимо произвести уточнение найденного значения глубины колодца.

С этой целью заново из формулы (4.5) необходимо определить сжатую глубину, подставляя в нее вместо  $p$  величину  $p + d_k$ . По формуле (4.6) находят уточненное значение сопряженной глубины, а по формуле (4.7) – глубину колодца.

Длина водобойного колодца, когда струя входит в колодец, не отрываясь от сливной грани (без уступа), определяется по формуле

$$l_k = 4(h'' - h_c). \quad (4.8)$$

**Расчет водобойной стенки** выполняется в следующем порядке. По формуле (4.5) определяется глубина в сжатом сечении, а по (4.6) – сопряженная глубина. Высота водобойной стенки находится из условия

$$d_{ст} = h'' - H', \quad (4.9)$$

где  $H'$  – напор на гребне стенки (рис. 4.13, б).

Для определения  $H'$  следует рассмотреть водобойную стенку как водослив, расход через который

$$Q = \sigma_{п} m B_{ст} \sqrt{2g} H_0^{3/2}.$$

Откуда напор на гребне водобойной стенки

$$H' = \left( \frac{Q}{\sigma_{п} m B_{ст} \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}, \quad (4.10)$$

где  $B_{ст}$  – ширина водобоя в месте установки стенки;

$$v_0 = \frac{Q}{B_{ст} h''} - \text{скорость подхода потока.}$$

В первом приближении принимается  $\sigma_{п} = 1$ , а  $m = 0,42$ . После определения  $H'$  уточняются коэффициент расхода  $m$  и коэффициент подтопления  $\sigma_{п}$ , при этом высота подтопления находится как

$$h_{п} = h_{нб} - d_{ст}.$$

По формуле (4.10) уточняется напор на гребне водобойной стенки, а по формуле (4.9) – ее высота.

Расстояние от сжатого сечения до водобойной стенки определяется так же, как длина водобойного колодца, по зависимости (4.8). При расчете водобойной стенки всегда необходимо выяснить условия сопряжения бьефов за ней. В некоторых случаях за стенкой, которая работает как водослив практического профиля, гидравлический прыжок может оказаться отогнанным. В этом случае за ней следует устраивать вторую водобойную стенку меньшей высоты, которая рассчитывается аналогичным образом.

**Поверхностный режим сопряжения бьефов.** Этот режим целесообразен при необходимости сбрасывать через водослив в нижний бьеф лед, бревна и другие плавающие тела. В случае скальных грунтов основания за водосливом водобойная плита может не устраиваться, а на нескальных грунтах за носком-уступом обязательно устройство массивной водобойной плиты. Расчет сопряжения бьефов при поверхностном режиме производится для случая, когда все затворы подняты полностью. При этом определяется высота носка  $a$  (рис. 4.14).

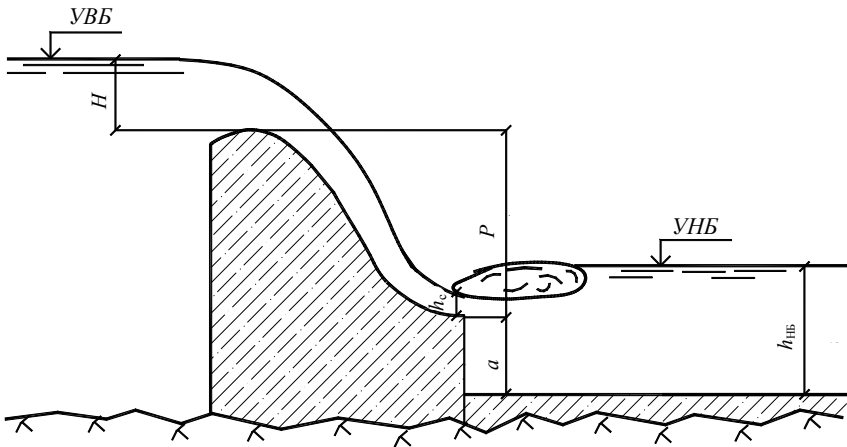


Рис. 4.14. Схема к расчету поверхностного режима сопряжения бьефов

Для обеспечения поверхностного режима с незатопленным прыжком высота носка-уступа должна быть на 7–10 % меньше вычисленной по формуле

$$a = h_{0 \text{ кр}} - 2h_c - h_{\text{нб}} + 2\sqrt{h_{\text{нб}}^2 - A}. \quad (4.11)$$

Здесь 
$$h_{0 \text{ кр}} = \frac{1}{3} \left( 1 + \sqrt{6 \text{ Fr} + 1} \right) h_c,$$

$$A = 2\text{Fr} h_c^3 \beta \left( \frac{\alpha_1}{h_c} - \frac{\alpha_t \beta}{h_{\text{нб}}} \right),$$

где 
$$\text{Fr} = \frac{q^2}{g h_c^3} - \text{число Фруда},$$

где  $q = \frac{Q}{nb + (n-1)d}$  – удельный расход на носке-уступе;

$h_c$  – сжатая глубина на уступе, определяемая из уравнения (4.5);

$\alpha_1$  и  $\alpha_t$  – коэффициенты количества движения:  $\alpha_1 = 1,0$  и  $\alpha_t = 1,04$ ;

$\beta = \frac{b}{b+d}$  – если бычок доходит до носка, и  $\beta = 1,0$ , если бычок

не доходит до носка-уступа;

$b$  – ширина водосливного пролета плотины;

$d$  – толщина бычка.

Определение высоты уступа производится в следующем порядке. Высота уступа  $a$  задается несколько меньшей глубины воды в НБ при пропуске расчетного паводкового расхода. Из формулы (4.5) определяется глубина воды  $h_c$  на носке. При этом высота водослива – это разность отметок гребня водослива и носка (см. рис. 4.14). По формуле (4.11) определяется высота носка.

Если вычисленное значение  $a$  практически не отличается от принятого значения высоты уступа, то это значение и является искомым. Если вычисленное значение не совпадает с принятым, то рас-



чет повторяется, причем задаются высотой уступа, равной вычисленной в предыдущей попытке. Как правило, второе приближение дает достаточную точность.

**Режим отброшенной струи** (рис. 4.15). Дальность полета струи от конца носка определяется из формулы

$$a = \frac{g}{2} \left( \frac{l}{v_c \cos \theta} \right)^2 - l \operatorname{tg} \theta,$$

где  $a$  – высота носка;

$l$  – дальность полета струи;

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ ;

$v_c = \frac{q}{h_c}$  – скорость потока на носке;

$\theta$  – угол наклона к горизонту носка-уступа (принимается в пределах  $0-12^\circ$ ).

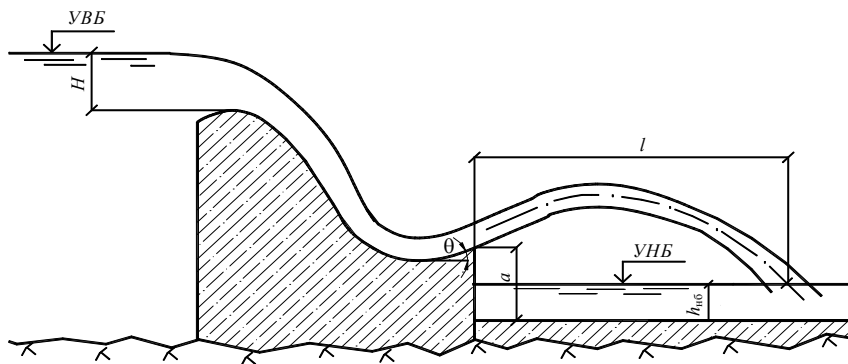


Рис. 4.15. Схема к расчету режима отброшенной струи

По найденному значению дальности полета струи назначается длина водобойной плиты в нижнем бьефе.

#### **4.3.8. Подземный контур плотин на нескальном основании**

Подземный контур плотины формируется в зависимости от геологического строения основания. При этом следует применять одну из следующих типовых схем:

1. При расположении плотины на песчаных грунтах и глубоким (более 20 м) залегании водоупора применяется первая схема (рис. 4.16, *а*). В состав подземного контура входят гибкий понур и шпунтовый ряд, не достигающий до водоупора («висячий» шпунт) у верхней грани плотины. Под телом плотины и водобоем устраивается плоский дренаж.

2. Для тех же геологических условий, что и в первой схеме, и когда общая устойчивость плотины обеспечивается без специальных мер по снижению фильтрационного давления, а по условию фильтрационной устойчивости грунтов основания необходимо удлинить подземный контур, применяется вторая схема. Подземный контур аналогичен схеме 1, но под телом плотины дренаж не устраивается.

3. При расположении плотины на песчаных грунтах и залегании водоупора на достижимой глубине (менее 20 м) применяется третья схема. Основным элементом подземного контура является шпунтовый ряд, пересекающий водопроницаемое основание по всей глубине. В этом случае понур допускается не устраивать.

4. При возведении плотины непосредственно на глинистых грунтах применяется четвертая схема (рис. 4.16, *б*). В состав подземного контура входит анкерный (жесткий) понур. Под телом плотины, а иногда и под анкерным понуром укладывается плоский дренаж. В этом случае в начале понура устраивается короткий (до 5 м) понурный шпунт.

При наличии в основании плотины перемеживающихся слоев песчаных и глинистых грунтов, а также напорных грунтовых вод в подземном контуре плотины следует устраивать вертикальные дренажные скважины.

Основные размеры всех элементов подземного контура плотин предварительно назначают по аналогам и опытным рекомендациям, а затем уточняют на основании фильтрационных расчетов.

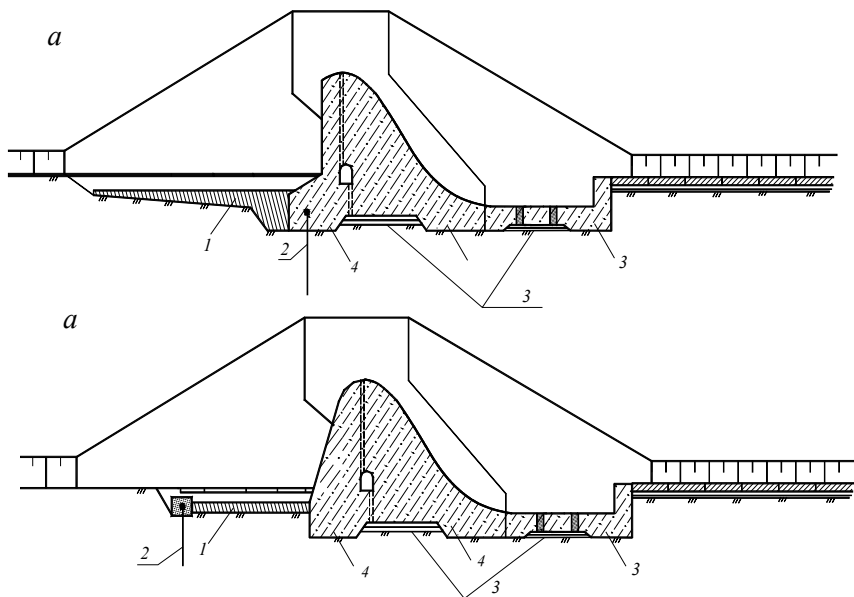


Рис. 4.16. Схемы подземного контура плотин на нескальном основании:  
*а* – при глубоком залегании водоупора; *б* – при расположении плотины  
на водоупоре: 1 – понур; 2 – шпунт; 3 – дренаж; 4 – зуб

**Понур.** Одним из основных элементов подземного контура плотин на нескальном основании является понур. Он представляет собой водонепроницаемое или маловодопроницаемое покрытие дна верхнего бьефа, которое предназначено для увеличения длины подземного контура плотины и, следовательно, уменьшения фильтрационного расхода под сооружением, фильтрационного давления на подошву плотины и градиента фильтрационного потока. Помимо этого основного назначения анкерные (жесткие) понуры увеличивают устойчивость плотин на сдвиг.

По конструкции понуры подразделяются на *гибкие*, выполняемые из глинистых грунтов, глинобетона, торфа, асфальта и полимерных материалов, и *жесткие* – из бетона и железобетона. Выбор типа понура зависит от грунтов основания плотины. На песчаных и супесчаных основаниях устраиваются маловодопроницаемые гибкие понуры с коэффициентами фильтрации в 50 и более раз мень-

шими коэффициента фильтрации грунта основания. Если основание сооружения сложено из глин или суглинков, то устраиваются жесткие водонепроницаемые понуры.

Длина понура устанавливается в соответствии с расчетами фильтрационной прочности грунта основания и устойчивости плотины. Предварительно длину понура можно назначать равной

$$L_{\text{п}} = (1,0-1,5)Z,$$

где  $Z$  – разность отметок НПУ и минимального уровня воды в нижнем бьефе.

Глиняные понуры устраивают из жирной и пластичной глины с коэффициентом фильтрации  $k \leq 1 \cdot 10^{-5}$  см/с, укладываемой слоями толщиной 10–25 см с последующим уплотнением катками. Толщина понура в любом его сечении определяется по зависимости

$$\delta_{\text{п}} = \frac{\Delta h}{J_{\text{доп}}},$$

где  $\Delta h$  – потери напора фильтрационного потока от начала понура до рассматриваемого сечения;

$J_{\text{доп}}$  – допустимый градиент напора, равный  $J_{\text{кр}}$ , данному в табл. 2.5.

Толщина понура в его начальном сечении принимается не менее 0,5 м. В месте примыкания понура к телу плотины он утолщается до 2–3 м (рис. 4.17, а). Для лучшего сопряжения понура с телом плотины торец фундаментной плиты со стороны верхнего бьефа делается наклонным, что при любых деформациях тела плотины и понура обеспечивает надежный контакт между ними за счет веса воды и грунта пригрузки. Кроме того, шов уплотняется битумными матами (мешковина с нанесенным слоем битума и песка), которые прижимным брусом присоединяются к телу плотины и запускаются в понур (рис. 4.17, б).

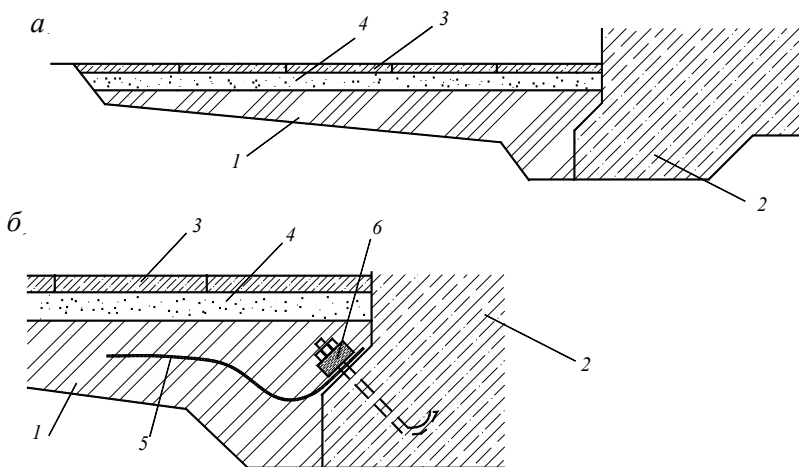


Рис. 4.17. Пример гибкого глинистого понура:  
*а* – конструкция понура; *б* – схема уплотнения:  
 1 – понур; 2 – тело плотины; 3 – железобетонные плиты; 4 – защитный слой из песка; 5 – битумный мат; 6 – прижимной брус

При устройстве глиняных понуров на песчаных грунтах поверхность основания тщательно уплотняется, а в случае крупнообломочных грунтов основания отсыпается переходный слой из песка толщиной не менее 10 см.

Понуры из суглинки имеют аналогичную конструкцию, только толщина их делается на 20–30 % больше, чем у глиняных.

Глинобетонные понуры выполняются из смеси глины 20–25 %, песка 30–40 % и гравия 35–40 %. Такой понур обладает достаточной водонепроницаемостью и меньше подвержен пучению при строительстве в зимнее время.

Для плотин IV класса понур может устраиваться из хорошо разложившегося торфа (не менее чем на 50 %) с влажностью 80–85 %. Толщина торфяного понура принимается на 50 % больше, чем у глиняного, так как торф под нагрузкой сильно сжимается.

Жесткие понуры выполняются в виде бетонных или железобетонных плит с гидроизоляцией по напорной грани и уплотнением швов между плитами. Гидроизоляция устраивается в виде покрытия из битума с армирующими прокладками рулонной стеклоткани или

наклейкой рулонных гидроизоляционных материалов (рубероида) в несколько слоев, укладываемых внахлестку с перекрытием стыков нижележащего слоя.

Анкерные понуры выполняются из железобетонных плит толщиной 0,4–0,7 м, продольная арматура которых заделывается в фундаментную плиту и соединяется с арматурой нижней сетки плиты плотины. Сечение этой арматуры определяется расчетом устойчивости плотины на сдвиг. Эффективность анкерного понура повышается при устройстве над ним грунтовой пригрузки, а под ним – дренажа. В месте соединения анкерного понура с телом плотины устраивается гибкий шов, предотвращающий появление трещин в понуре вследствие его изгиба при различной осадке тела плотины и понура и горизонтальных смещениях плотины. Уплотнение гибкого шва может выполняться из нескольких слоев досок со слоем асфальта между ними.

Подготовка основания под бетонный или анкерный понур заключается в уплотнении грунта основания и укладке слоя бетона толщиной 5–10 см.

**Шпунтовые ряды.** Шпунты представляют собой вертикальные противоточные устройства, предназначенные для удлинения пути фильтрационного потока и, следовательно, гашения его напора. Кроме того, шпунты препятствуют развитию внутренней суффозии в основании плотины, выпору грунта из-под плотины и защищают основание плотины от подмыва поверхностным потоком (низовой шпунт).

Если водоупор располагается на достижимой глубине, то шпунт забивается до водоупора и погружается в маловодопроницаемый грунт на глубину не менее 1 м. Шпунты, не доведенные до водоупора, называются висячими. Минимальная глубина висячего шпунта 2,5–3 м, максимальная зависит от материала шпунта. Основной шпунтовый ряд располагается со стороны напорной грани плотины, под ее верховым зубом. Верховой понурный шпунт устраивается только в случае жесткого понура, в гибких понурах он не устраивается.

При неоднородном основании с горизонтальными прослойками из маловодопроницаемых грунтов шпунтовый ряд по возможности должен их пересекать.

При устройстве двух висячих шпунтов в подземном контуре плотины расстояние между ними должно быть не менее суммы глубин

их погружения. Необходимая глубина погружения шпунтового ряда устанавливается на основании фильтрационного расчета подземного контура. Предварительно глубина основного (висячего) шпунта может приниматься

$$S = (0,5-1,5)H,$$

где  $H$  – напор на плотину.

По конструкции шпунтовые ряды бывают металлическими (стальными), железобетонными и деревянными.

Стальные шпунтовые ряды, получившие наибольшее распространение, устраиваются из шпунта длиной 12–25 м. Применяя сварку отдельных шпунтовых свай между собой, глубину шпунтового ряда при благоприятных грунтовых условиях можно довести до 50 м. Погружается шпунт забивкой, вибрированием или с помощью подмыва. Между собой шпунтовые сваи соединяются при помощи замковых соединений, допускающих некоторый поворот свай друг относительно друга.

Железобетонные шпунтовые сваи могут изготавливаться непосредственно на месте строительства. Толщина их 10–50 см, ширина 50–60 см. Водонепроницаемость шпунтового ряда достигается устройством специальных замковых соединений между сваями.

Деревянные шпунтовые ряды в настоящее время применяются редко, обычно в плотинах небольшого напора. Деревянный шпунт изготавливают из брусьев толщиной 18–22 см с прямоугольным гребнем и пазом, соединение посредством которых не всегда обеспечивает необходимую водонепроницаемость шпунтового ряда. Предельная глубина погружения деревянного шпунта 6–7 м.

На рис. 4.18 приведены примеры профилей шпунта из различных материалов.

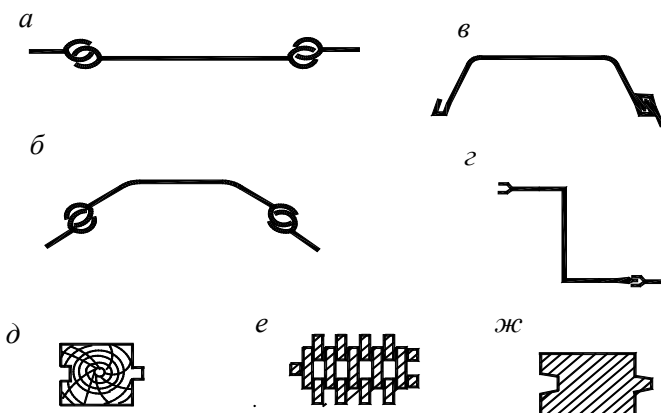


Рис. 4.18. Примеры профилей металлического (*а–г*), деревянного (*д, е*) и железобетонного (*ж*) шпунта:  
*а* – плоский (ШП); *б* – корытный (ШК); *в* – типа Ларсен (ЛШ); *г* – зетовый (ШЗ);  
*д* – деревянный брусчатый; *е* – деревянный клееный; *ж* – железобетонный

Для обеспечения эффективной работы шпунтового ряда важное значение имеет надежное соединение шпунта с фундаментной плитой плотины. Конструкция этого соединения должна обеспечивать его водонепроницаемость и возможность осадки плотины без опирания фундаментной плиты на шпунт. Это достигается заделкой головы (верхней части) шпунтовых стенок в специальные гидроизоляционные шпонки, размещенные в бетоне плиты. Шпонка заполняется битумной мастикой, что позволяет плотине оседать, не зависая на шпунте. При осадке плотины мастика из шпонки шпунтом вытесняется в резервные пустые колодцы, устраиваемые через 4–5 м. С течением времени в мастике за счет старения образуются трещины, что может привести к проходу воды через шпонку и тем самым – выходу из строя шпунтового ряда. Для восстановления водонепроницаемости шпонки необходимо предусмотреть возможность разогрева битумной мастики и дополнительной подачи ее в шпонку.

**Глубокие зубья и противодиффузионные завесы** применяются в тех случаях, когда устройство шпунтового ряда невозможно по геологическим условиям (наличие большого количества камней, валунов) или при необходимости возведения особо надежной водонепроницаемой преграды.



Противофильтрационные завесы устраиваются со стороны верхней грани плотины в виде траншеи, заполненной бетоном (методом «стена в грунте») или глинистым грунтом, а также буробетонной стенки. Глубина противофильтрационной завесы и ее водонепроницаемость назначаются в зависимости от напора на плотину, фильтрационных и суффозионных свойств грунта основания и требований по снижению фильтрационного давления на подошву плотины.

**Подошва плотины.** Для надежного сопряжения тела плотины с грунтом основания и предотвращения опасной контактной фильтрации подошва плотины выполняется с верховым и низовым зубом. Глубина зубьев принимается до 2–3 м, но может быть и больше. Ширина зубьев понизу назначается из условий производства работ, обычно не менее 3 м. Подошву фундаментной плиты, как правило, выполняют горизонтальной. Для предварительного назначения ширины подошвы плотины  $b_{\text{п}}$  можно руководствоваться следующими рекомендациями:

$b_{\text{п}} = (1,25-1,75) H$  – для галечниковых и гравелистых грунтов;

$b_{\text{п}} = (1,75-2,00) H$  – для супесчаных и песчаных грунтов;

$b_{\text{п}} = (2,00-2,25) H$  – для суглинков;

$b_{\text{п}} = (2,25-2,50) H$  – для глин.

**Дренажные устройства.** Для снятия фильтрационного давления на подошву плотины и обеспечения фильтрационной прочности грунта основания устраивают дренажи. Горизонтальный дренаж, выполняемый из крупнозернистого материала (щебня, гравия) и защищенный от заиления обратным фильтром, следует предусматривать:

– под подошвой плотин на глинистых и песчаных грунтах основания, когда для обеспечения устойчивости плотины недостаточно устройства понура или шпунтового ряда;

– под водобоем;

– под рисбермой;

– в некоторых случаях – под анкерным понуром.

Толщина слоя горизонтального дренажа назначается с учетом конструктивных особенностей плотины и производственных условий и должна быть не менее 20 см.

Отвод воды из дренажа, а также его пропускную способность необходимо проектировать так, чтобы потери напора при движении воды вдоль дренажа можно было пренебречь.

Вода из дренажа под подошвой плотины отводится через вертикальные колодцы в галерею, расположенную в теле плотины, а из нее – в нижний бьеф самотеком, если галерея расположена выше уровня воды в нижнем бьефе, либо откачивается насосами.

#### **4.3.9. Фильтрационные расчеты подземного контура**

Основными задачами фильтрационных расчетов являются:

- определение фильтрационного давления на подошву плотины;
- проверка фильтрационной прочности грунта основания;
- определение фильтрационного расхода.

Фильтрационные расчеты подземного контура плотин на не-скальном основании рекомендуется выполнять по методу коэффициентов сопротивления, разработанному Р.Р. Чугаевым, с проверкой характеристик фильтрационного потока для плотин I, II и III классов методом ЭГДА.

Расчеты фильтрации выполняются для предварительно запроектированного подземного контура для условий плоской задачи (на 1 метр погонной длины плотины) в поперечных сечениях наиболее опасных с точки зрения устойчивости плотины и возможности возникновения фильтрационных деформаций грунта основания.

Запроектированный подземный контур плотины приводится к расчетной схеме путем исключения различного рода деталей, которые существенно не влияют на результаты расчета, и замены наклонных участков на горизонтальные и вертикальные (рис. 4.19). Если под сооружением залегают неоднородные грунты, то, используя существующие приемы, их приводят к однородному анизотропному или двухслойному основанию.

Область фильтрации под плотинной в верхнем бьефе ограничивается началом понура, а в нижнем – местом выхода фильтрационного потока в нижний бьеф (дренаж под телом плотины, а при его отсутствии – дренаж под водобоем). Верхней границей области фильтрации является подземный контур плотины, нижней – поверхность расчетного водоупора.

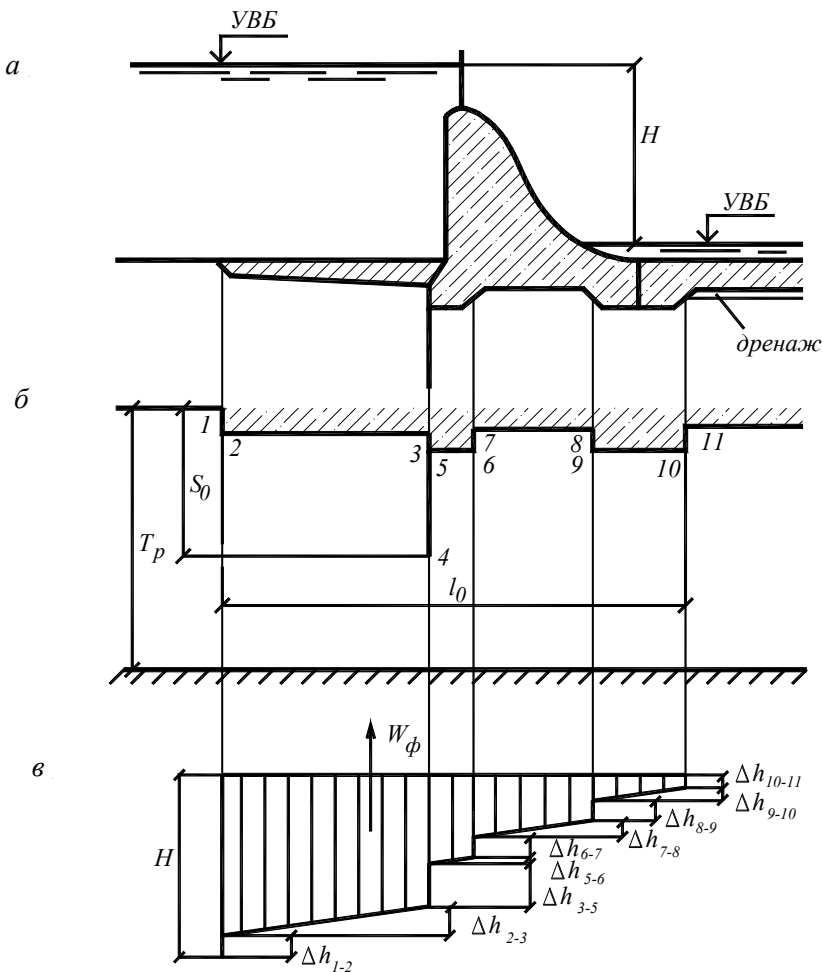


Рис. 4.19. Схема к расчету фильтрации в основании бетонной плотины: *a* – поперечный разрез по плотине; *б* – расчетная схема подземного контура плотины; *в* – эпюра фильтрационного давления на подошву плотины

Для определения положения расчетного водоупора  $T_p'$  предварительно определяется глубина активной зоны фильтрации  $T_{ак}'$ . Величина  $T_{ак}'$  вычисляется по формулам, приведенным в табл. 4.4.

## Определение глубины активной зоны фильтрации

$l_0/S_0$	Более 5	3,4–5,0	1,0–3,4	0–1,0
$T'_{ак}$	$0,5 l_0$	$2,5 S_0$	$0,8 S_0 + 0,5 l_0$	$S_0 + 0,3 l_0$

Здесь  $l_0$  – длина проекции подземного контура на горизонтальную ось;  $S_0$  – длина проекции подземного контура на вертикальную ось (рис. 4.19, б).

Если известно  $T'_{ак}$  и заглубление действительного водоупора  $T_д$ , положение расчетного водоупора определяют по следующим условиям:

– если  $T_д < T'_{ак}$ , то  $T'_р = T_д$ ;

– если  $T_д > T'_{ак}$ , то  $T'_р = T'_{ак}$ ;

– если водоупор отсутствует,  $T_д = \infty$ , то  $T'_р = T'_{ак}$ .

Схематизированный подземный контур разбивается на ряд участков, для которых определяются коэффициенты сопротивления. При этом подземный контур любой сложности состоит из набора четырех коэффициентов сопротивления:

1. *Плоский вход и плоский выход.* При отсутствии на входе (выходе) уступа или шпунта входной (выходной) элемент обращается в точку, при обтекании которой фильтрационный поток поворачивает на  $90^\circ$ . Коэффициент сопротивления плоского входа (выхода)  $\xi_{вх} = \xi_{вых} = 0,44$ .

2. *Вертикальный уступ.* Коэффициент сопротивления уступа вычисляется по формуле

$$\xi_{уст} = a / T,$$

где  $a$  – высота уступа;

$T$  – заглубление расчетного водоупора под подошвой сооружения на участке непосредственно перед уступом.

3. *Внутренний шпунт.* Коэффициент сопротивления внутреннего шпунта определяется по зависимости

$$\xi_{\text{шт}} = 1,5 \frac{S}{T} + \frac{0,5 \frac{S}{T}}{1 - 0,75 \frac{S}{T}},$$

где  $S$  – длина шпунта;

$T$  – заглубление расчетного водоупора под подошвой сооружения на участке непосредственно за шпунтом.

5. *Горизонтальный участок.* Коэффициент сопротивления горизонтального участка вычисляется по формуле

$$\xi_{\text{гор}} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T}, \quad (4.11)$$

где  $l$  – длина горизонтального участка;

$S_1$  и  $S_2$  – длина шпунтов на границе участка;

$T$  – заглубление расчетного водоупора под рассматриваемым участком.

Если на границе горизонтального участка имеется только один шпунт, то в формулу (4.11) подставляется  $S_2 = 0$ , если шпунтов на границе участка нет, то  $S_1 = S_2 = 0$ . Если  $l < 0,5(S_1 + S_2)$ , то  $\xi_{\text{гор}} = 0$ .

Если на каком-либо участке есть несколько сопротивлений (например, уступ и шпунт), то коэффициент сопротивления такого участка определяется суммой этих коэффициентов сопротивлений.

Полный напор фильтрационного потока (разность отметок НПУ и НБ) распределяется между отдельными участками подземного контура прямо пропорционально численным значениям их коэффициентов сопротивления. Следовательно, потери напора  $\Delta h$  на  $i$ -м участке контура будут определяться по формуле

$$\Delta h_i = \frac{H}{\Sigma \xi} \xi_i, \quad (4.12)$$

где  $\Sigma \xi$  – сумма всех коэффициентов сопротивлений по длине подземного контура;

$\xi_i$  – коэффициент сопротивления  $i$ -го участка.

Зная потери напора на каждом участке, определяют ординаты эпюры фильтрационного давления. Первая ордината эпюры (в начале подземного контура) равна полному напору  $H$ . Каждая последующая ордината определяется путем вычитания из предыдущей ординаты потерь напора на рассматриваемом участке подземного контура, то есть  $h_1 = H - \Delta h_1$ ,  $h_2 = h_1 - \Delta h_2$ ,  $h_3 = h_2 - \Delta h_3$  и т. д. Построение эпюры фильтрационного давления показано на рис. 4.19, в.

Если в формуле (4.12) величину  $H$  принять в метрах, то ординаты эпюры фильтрационного давления получаются в метрах водяного столба. Чтобы получить значения этих ординат в единицах давления, их необходимо пересчитать по формуле

$$h_{\phi i} = \rho \cdot g \cdot h_i,$$

где  $h_i$  – ординаты, м;

$\rho$  – плотность воды.

Фильтрационная прочность грунта основания сооружения будет обеспечена, если контролирующий градиент фильтрационного потока будет меньше его допустимого значения:

$$J_k \leq J_{\text{доп}}.$$

Контролирующий градиент определяется по зависимости

$$J_k = \frac{H}{\sum \xi T'_p}.$$

Значения допустимого градиента фильтрационного потока определяются по табл. 4.5.

Таблица 4.5

Значения допустимого градиента фильтрационного потока  $J_{\text{доп}}$

Наименование грунта, слагающего верхний слой основания	Класс капитальности сооружения			
	I	II	III	IV
Глина	0,90	1,00	1,10	1,20
Суглинок	0,45	0,50	0,55	0,60

Наименование грунта, слагающего верхний слой основания	Класс капитальности сооружения			
	I	II	III	IV
Песок крупный	0,36	0,40	0,44	0,48
Песок средней крупности	0,30	0,33	0,36	0,40
Песок мелкий	0,23	0,25	0,27	0,30

Нормальная фильтрационная прочность грунта определяется путем сложения всех сил, действующих на грунт в рассматриваемой точке (фильтрационная сила, вес грунта и пригрузки и др.).

Определение фильтрационного расхода под сооружением производится только в том случае, когда есть водоупор. В этом случае для значения  $T_d$  определяются коэффициенты сопротивления всех участков подземного контура и суммарный коэффициент сопротивления  $\Sigma \xi'$ . Приведенный удельный расход определяется как

$$q_r = \frac{1}{\Sigma \xi'},$$

а удельный расход

$$q = k H q_r,$$

где  $k$  – коэффициент фильтрации грунта основания.

#### **4.3.10. Построение эпюры фильтрационного давления методом удлиненной контурной линии**

Метод удлиненной контурной линии является приближенным и заключается в следующем. Расчетный подземный контур (рис. 4.20, б) разворачивается в одну линию  $I-I'$  (рис. 4.20, в); определяется  $T_p'$  (см. п. 4.3.9), после чего вычисляется средняя глубина залегания водоупора под дном верхнего и нижнего бьефов и отдельных участков расчетного подземного контура  $T_{cp}$ . Влево и вправо от развернутого контура откладываются горизонтальные отрезки длиной  $\lambda_0 = 0,44 T_{cp}$ . По-

лучается линия  $AB$ . В точке  $A$  откладывается отрезок длиной, равной напору  $H$ , и конец этого отрезка соединяется с точкой  $B$ . Из полученного графика определяем ординаты эпюры фильтрационного давления в характерных точках расчетного подземного контура (рис. 4.20,  $з$ ), по которым строим эпюру фильтрационного давления на подошву плотины (рис. 4.20,  $в$ ).

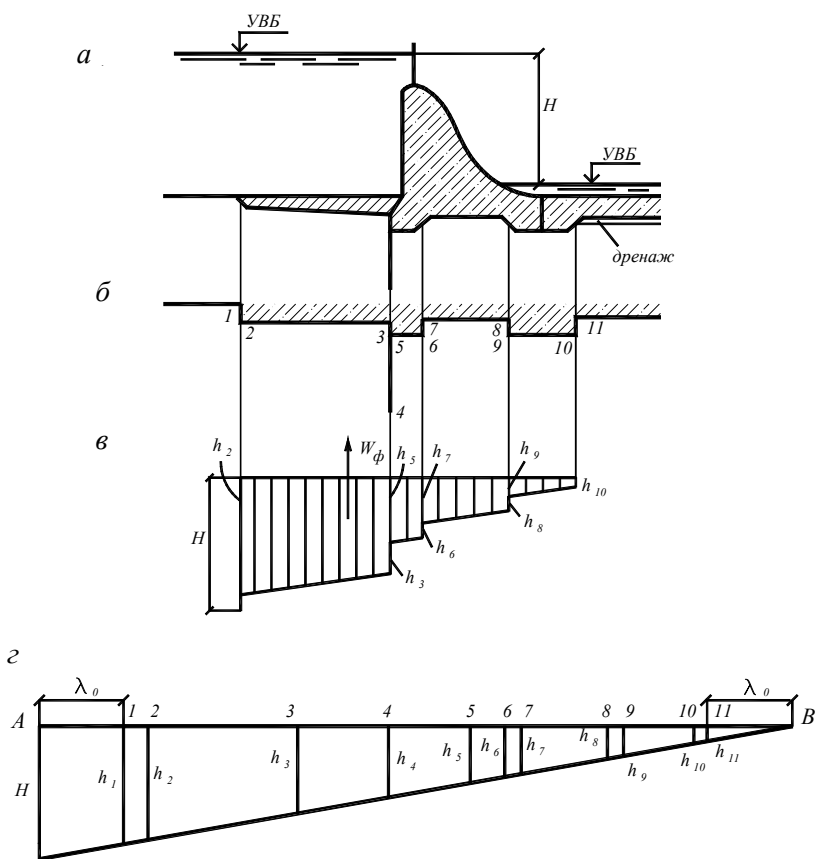


Рис. 4.20. Схема к расчету фильтрации в основании бетонной плотины методом удлиненной контурной линии:  
*а* – схема плотины; *б* – расчетный подземный контур; *в* – эпюра фильтрационного давления на подошву плотины; *г* – график к определению ординат эпюры фильтрационного давления



#### 4.3.11. Построение эпюры фильтрационного давления для плотин на скальном основании

Скальные породы практически водонепроницаемы, но в них имеются трещины, по которым происходит движение фильтрационного потока. Трещины могут иметь различные формы и размеры, движение воды в них может быть ламинарным и турбулентным. В связи с этим построить эпюру противодавления на основе каких-то теоретических положений практически невозможно. Поэтому эта эпюра строится приближенно, на основании существующих опытных данных (рис. 4.21).

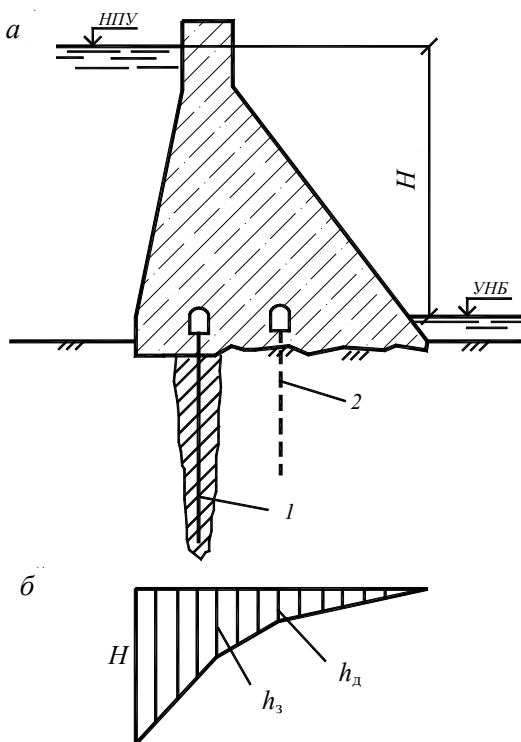


Рис. 4.21. Схема к расчету фильтрации в основании бетонной плотины на скальном основании:  
а – схема плотины; б – эпюра фильтрационного давления на подошву плотины

**Порядок построения** такой эпюры следующий.

Определяются только две ординаты эпюры фильтрационного давления: за цементационной завесой  $h_3$  и за дренажем  $h_d$ . Значения этих двух ординат принимаются в долях от напора  $H$  в зависимости от типа и класса бетонной плотины, а также от сочетания нагрузок. Так, например, для гравитационной плотины I класса для основного сочетания нагрузок  $\alpha_1 = h_3/H = 0,4$ ,  $\alpha_2 = h_d/H = 0,2$ . Все другие данные приведены в соответствующей литературе, например [5, с. 59].

#### **4.3.12. Расчеты прочности и устойчивости бетонных плотин**

Расчеты прочности и устойчивости бетонных плотин выполняются по первому предельному состоянию для трех расчетных случаев:

1. **Эксплуатационный случай**, соответствующий нормальным условиям эксплуатации полностью достроенного сооружения.

2. **Строительный случай**, соответствующий периоду, когда сооружение возведено до проектных отметок, выполнены обратные засыпки, но котлован не затоплен и на сооружение не действует давление воды. Вторым строительным случаем может быть случай временной эксплуатации недостроенного сооружения на пониженных напорах.

3. **Ремонтный случай**.

На рис. 4.22 представлена схема к расчету прочности и устойчивости плотины. Определение нагрузок, действующих на сооружение, производится для выделенной расчетной секции, размеры которой зависят от конструкции плотины. Для гравитационной плотины на нескальном основании, разрезанной конструктивными швами по оси бычков, ширина расчетной секции  $l_c$  будет равна расстоянию между швами. В этом случае учитывается собственный вес бычка. Для плотины на скальном основании, когда конструктивные швы отрезают бычок от тела плотины, расчет можно вести на 1 метр погонной длины плотины или на всю секцию (между конструктивными швами). В этом случае статический расчет бычка выполняется отдельно. Нормативные значения сил и нагрузок определяются следующим образом.

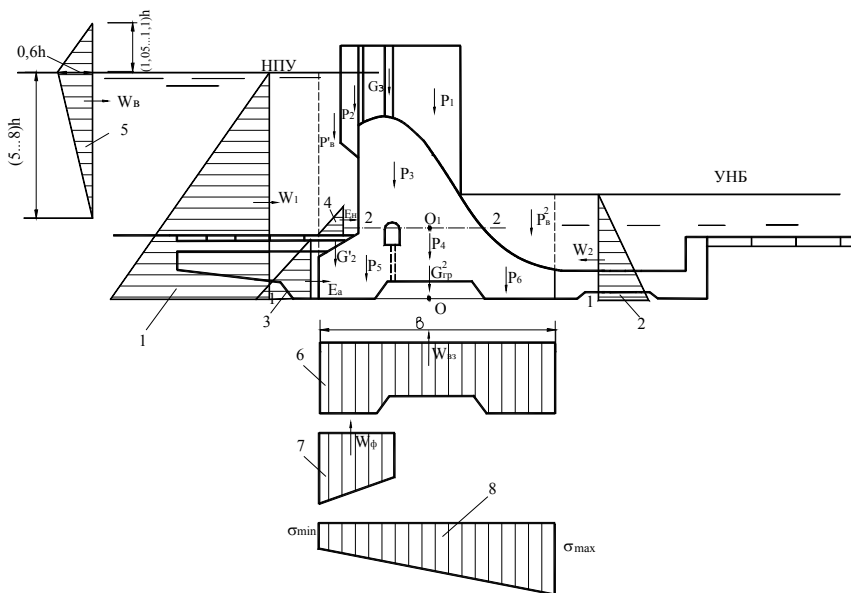


Рис. 4.22. Схема к расчету устойчивости и прочности плотины:

- 1, 2 – эпюры гидростатического давления воды с верхнего и нижнего бьефов;
- 3 – эпюра активного давления грунта; 4 – эпюра давления наносов;
- 5 – эпюра волнового давления; 6 – эпюра взвешивающего давления;
- 7 – эпюра фильтрационного давления; 8 – эпюра нормальных напряжений по контакту «бетонная плотина–основание» (плоскость 1–1)

*Собственный вес плотины* находится путем разбивки поперечного профиля плотины на ряд правильных геометрических фигур, определения их объема и умножения на удельный вес бетона ( $\gamma_{\text{б}} = 24 \text{ кН/м}^3$ ) или железобетона ( $\gamma_{\text{жб}} = 25 \text{ кН/м}^3$ ). Аналогичным образом определяется вес пригрузки воды в верхнем и нижнем бьефах (удельный вес воды  $\gamma_{\text{в}} = 10 \text{ кН/м}^3$ ).

*Гидростатическое давление воды* определяется методами гидравлики. Эпюра гидростатического давления воды в случае нескальных оснований строится до подошвы плотины, а в случае скальных оснований – до отметки поверхности скалы.

*Взвешивающее давление* в любой точке подземного контура равно весу столба воды высотой, равной заглублению этой точки под уровень воды в нижнем бьефе, то есть ордината эпюры взвешивающего давления в  $i$ -й точке подошвы плотины

$$h_{вз\ i} = \rho \cdot g \cdot h_{нб\ i},$$

где  $\rho$  – плотность воды;

$h_{нб\ i}$  – заглубление  $i$ -й точки подошвы под уровень нижнего бьефа.

Методика определения *фильтрационного давления* приведена выше. *Волновое давление* и *давление льда* определяются в соответствии с указаниями ТКП [15]. К расчету принимается одна из этих двух нагрузок. Приближенно эпюра волнового давления может быть построена так, как это показано на рис. 4.22, где  $h$  – высота волны 1%-й обеспеченности.

*Давление грунта*. Различают *активное* давление грунта  $E_a$ , которое возникает при перемещении сооружения в сторону от грунта, и *пассивное*, которое представляет собой реактивное сопротивление грунта при «навале» на него сооружения. Пассивное давление грунта в расчетах может не учитываться, что идет в запас устойчивости. В рассматриваемом случае вертикальную составляющую активного давления грунта на наклонную поверхность сооружения можно упрощенно принимать равной весу грунта над этой поверхностью. Горизонтальную составляющую можно определять по следующей формуле:

$$E_a = 0,5 \gamma_r a^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) l_c,$$

где  $\gamma_r$  – удельный вес грунта;

$a$  – толщина слоя грунта;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

Собственный вес оборудования определяется по паспортным данным или по эмпирическим формулам.

**Определение нормальных напряжений** по контакту «бетонная плотина–основание» производится для оценки несущей способности грунта основания.

Нормальные напряжения (максимальные и минимальные) в основании плотины определяются по формуле внецентренного сжатия:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{F} \pm \frac{\sum M}{W}, \quad (4.13)$$

где  $N$  – равнодействующая всех вертикальных сил (направленные вниз берутся со знаком «плюс», вверх – «минус»);

$F = bl_c$  – площадь подошвы секции плотины;

$l_c$  – длина секции плотины (расстояние между соседними деформационными швами);

$b$  – ширина подошвы плотины;

$\sum M$  – сумма моментов всех сил относительно центра тяжести (середины) подошвы плотины (точка  $O$ );

$W = \frac{l_c \cdot b^2}{6}$  – момент сопротивления подошвы секции плотины.

Плечи сил относительно точки  $O$  вычисляются или измеряются непосредственно на расчетной схеме. Моменты сил, действующие по часовой стрелке, принимаются со знаком «плюс», против часовой стрелки – со знаком «минус». Вычисленные по формуле (4.13) нормальные напряжения должны удовлетворять следующим двум условиям:

1. В грунте основания плотины не должно быть растягивающих напряжений:

$$\sigma_{\min} > 0.$$

2. Максимальные сжимающие напряжения не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания. В соответствии с первым предельным состоянием (1.1) это условие описывается в виде

$$n_c \sigma_{\max} \leq R_0 \frac{m}{k_H},$$

где  $n_c$  – коэффициент сочетания нагрузок;

$R_0$  – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по таблице прил. 7;

$m$  – коэффициент условий работы;

$k_H$  – коэффициент надежности, определяемый по табл. 1.1.

При определении контактных напряжений учитываются только нагрузки, действующие непосредственно на плотину. Силы, действующие на понур, не учитываются.

**Расчет устойчивости плотины на сдвиг** на нескальном основании может производиться по схеме плоского, смешанного и глубинного сдвига. Для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами, расчет по схеме плоского сдвига, который используется наиболее часто, может производиться при выполнении следующего условия:

$$\frac{\sigma_{\max}}{b\gamma_{вз}} \leq B,$$

где  $\sigma_{\max}$  – максимальное нормальное напряжение в основании плотины;

$b$  – ширина подошвы плотины;

$\gamma_{вз}$  – удельный вес грунта основания во взвешенном состоянии;

$B$  – безразмерный критерий, принимаемый равным 1 – для плотных песков; равным 3 – для всех остальных нескальных грунтов.

При расчете устойчивости плотины по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига принимают:

– при плоской подошве плотины – плоскость опирания плотины на основание;

– если подошва плотины выполнена с двумя (верховым и низовым) зубьями одинаковой глубины – горизонтальную плоскость, проходящую по подошве зубьев (плоскость I-I на рис. 4.22);

– при неодинаковой глубине зубьев – горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба, а также наклонную плоскость, проходящую по крайним точкам верхового и низового зубьев.

В соответствии с первым предельным состоянием (1.1) плотина будет устойчива на сдвиг при соблюдении условия

$$n_c N_p \leq R \frac{m}{k_H},$$

где  $N_p$  – расчетное значение сдвигающей силы (сумма всех горизонтальных сил);

$R$  – расчетное значение силы предельного сопротивления при сдвиге, которое вычисляется по зависимости

$$R = N \operatorname{tg} \varphi + \omega c,$$

где  $N$  – равнодействующая всех вертикальных сил;

$\varphi$  и  $c$  – расчетные значения характеристик грунтов (угла внутреннего трения и сцепления) по поверхности сдвига;

$\omega$  – площадь поверхности сдвига.

В случае анкерного (железобетонного) понура при определении  $N$  учитываются также вес понура, вес пригрузки (воды и грунта) над понуром, силы фильтрационного и взвешивающего давления на понур.

**Расчет прочности материала тела плотины** выполняется методом сопротивления материалов для эксплуатационного случая при основном сочетании нагрузок. На поперечном разрезе плотины намечается расчетное горизонтальное сечение (например сечение 2–2, см. рис. 4.22), которое выбирается в местах приложения сосредоточенных сил, резкого изменения ширины профиля или ослабления его внутренними отверстиями.

Определяются только силы и нагрузки, которые действуют выше расчетного горизонтального сечения 2–2. Относительно центра тяжести, то есть середины рассматриваемого сечения (точка  $O_1$ ) вычисляются моменты всех действующих сил. Нормальные напряжения на гранях плотины определяются по формуле (4.13). Главные нормальные напряжения, действующие по площадкам, нормальным к граням плотин, определяются по зависимостям:

– на напорной грани плотины

$$N'_1 = \sigma_{\min} (1 + m_1^2) - \gamma_w y m_1^2; \quad (4.14)$$

– на низовой грани плотины

$$N'_2 = \sigma_{\text{min}} \left(1 + m_2^2\right), \quad (4.15)$$

где  $\sigma_{\text{min}}$ ,  $\sigma_{\text{max}}$  – нормальные напряжения соответственно на напорной и низовой гранях плотины;

$m_1$ ,  $m_2$  – коэффициенты заложения соответственно напорной и низовой граней плотины;

$y$  – заглубление расчетного сечения под НПУ;

$\gamma_w$  – удельный вес воды.

Вычисленные по формулам (4.14) и (4.15) главные нормальные напряжения на гранях плотины должны удовлетворять следующим двум условиям:

1. На напорной грани плотины не должно быть растягивающих напряжений:

$$N'_1 > 0.$$

2. Максимальные сжимающие напряжения на низовой грани плотины не должны превышать расчетного сопротивления бетона на сжатие. В соответствии с первым предельным состоянием (1.1) это условие записывается в виде

$$n_c N'_2 \leq R_p \frac{m}{k_H},$$

где  $R_p$  – расчетное сопротивление бетона на сжатие, определяемое по нормативной литературе с учетом коэффициента перегрузки.

## **4.4. Открытые береговые водосбросы**

### **4.4.1. Состав сооружений и выбор оси водосбросного тракта**

Открытые береговые водосбросы в общем случае состоят из следующих частей (рис. 4.23): подводящего канала, головной части в виде водосливной плотины, промежуточного канала, сопрягающего сооружения, отводящего канала.



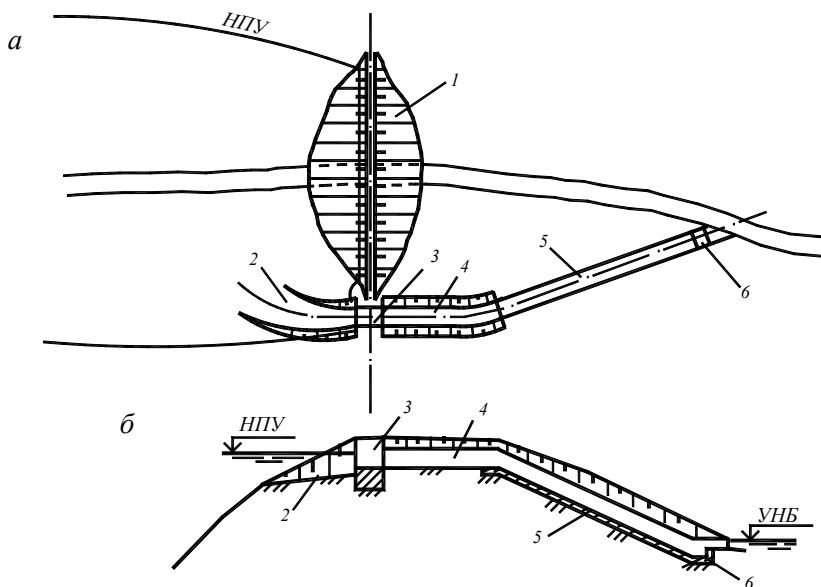


Рис. 4.23. Схема открытого берегового водосброса:  
*а* – план; *б* – продольный разрез: 1 – грунтовая плотина; 2 – подводящий канал; 3 – головное сооружение; 4 – промежуточный канал; 5 – сопрягающее сооружение; 6 – водобойное сооружение

**Подводящий канал** должен обеспечивать плавный подвод воды к водосливу. В плане он обычно имеет криволинейное очертание. При больших глубинах канал может выполняться с горизонтальным дном, а при малых – с обратным уклоном, благодаря чему вода входит в канал более равномерно и плавно. Поперечное сечение подводящего канала трапециевидальное с заложением откосов от 1,5 до 2,5 в нескальных грунтах и от 0,5 до вертикальных – в скальных. Если скорости потока в канале превышают допустимые по размыву, дно и откосы канала укрепляются каменной наброской или бетонными плитами.

**Головная часть** представляет собой водосливную плотину с широким порогом или практического профиля. Водослив может располагаться фронтально по отношению к оси сбросного тракта или параллельно ей. Во втором случае водосброс называется **траншейным** (см. ниже, п. 4.4.5). Головное сооружение фронтального водосброса устраивается на его прямолинейном участке. Водосливная

плотина может быть с затворами на гребне (регулируемый водосброс) или без них (автоматический водосброс). В первом случае гребень водослива располагается ниже отметки НПУ. Уровень верхнего бьефа держится с помощью затворов, а пропуск паводка осуществляется при их поднятии. Автоматический водосброс затворов не имеет. Гребень водослива располагается на отметке НПУ, а пропуск расхода осуществляется автоматически при превышении уровня верхнего бьефа выше НПУ. Регулируемый водосброс более компактный, так как за счет увеличения напора на пороге ширина его может быть уменьшена. Но такой водосброс требует постоянного присутствия эксплуатационного персонала, особенно в паводок. Автоматический водосброс присутствия эксплуатационного персонала не требует. Но главным его недостатком является то, что вследствие незначительного напора на пороге водослива

$$H = \text{ФПУ} - \text{НПУ}$$

при больших расходах ширина водослива получается очень большой.

Проектирование и расчеты головной части береговых водосбросов выполняются в соответствии с правилами, изложенными выше.

**Промежуточный канал** проектируется в том случае, когда продольный профиль дневной поверхности по оси водосбросного тракта имеет небольшой уклон и устройство сопрягающего сооружения непосредственно за водосливом ведет к резкому увеличению объемов земляных работ в котлованах сооружений. Уклон дна канала принимается меньше критического, расчет выполняется по формулам равномерного движения воды. Поперечное сечение промежуточного канала имеет трапецеидальную форму, его дно и откосы могут крепиться каменной наброской или бетонными плитами в зависимости от скорости потока и геологических условий.

**Сопрягающее** сооружение в береговых открытых водосбросах устраивается в виде быстротока, консольного перепада (чаще с быстротоком) или многоступенчатого перепада. Если сопрягающее сооружение располагается непосредственно за водосливной плотинной (промежуточный канал отсутствует), то гасители кинетической энергии сбрасываемого потока за плотиной не устраиваются. При наличии промежуточного канала необходимо выполнить расчет сопряжения бьефов и предусмотреть устройства для гашения энергии

сбрасываемого потока. За бытовую глубину в нижнем бьефе водослива в этом случае принимается расчетная глубина воды в канале.

Отводящий канал при определенных топографических условиях (если сопрягающее сооружение заканчивается непосредственно у реки) может отсутствовать.

Ось водосбросного тракта выбирается с учетом особенностей рельефа и геологического строения местности. В общем случае выполняется технико-экономическое сравнение вариантов. Если очертание оси криволинейное, то минимальный радиус ее скругления

$$r_{\min} > 5b_k,$$

где  $b_k$  – ширина канала по дну.

Ось фронтального водослива может располагаться как вне тела плотины, что удобнее по условиям производства работ, так и через плотину. Во втором случае необходимо следить за тем, чтобы основания сооружений составляли материнские, а не насыпные грунты.

#### **4.4.2. Быстроток**

Быстротоками называются каналы с уклоном больше критического, сбрасывающие воду из верхнего бьефа в нижний. Быстроток выполняется в виде бетонного или железобетонного лотка с прямоугольным, трапецидальным или полигональным поперечным сечением (рис. 4.24). Уклон дна быстротока всегда принимается больше критического и наиболее часто задается в пределах 0,05–0,25. Ширина быстротока может быть постоянной или переменной, что обусловливается как условиями гашения энергии в нижнем бьефе, так и возможностью некоторого сокращения объемов работ. В быстротоках небольшой ширины на нескальном основании стенки и днища представляют собой монолитную неразрезную конструкцию докового типа. В широких быстротоках боковые стенки отрезаются от днища деформационными швами. Толщина днища принимается 0,3–0,8 м, стенки и днище по длине лотка разрезаются деформационными швами через 20–25 м. В прочных скальных породах бетонная облицовка не устраивается, а в слабых скальных и полускальных породах дно и откосы быстротока покрываются заанкерванной бетонной облицовкой толщиной 0,2–0,3 м.

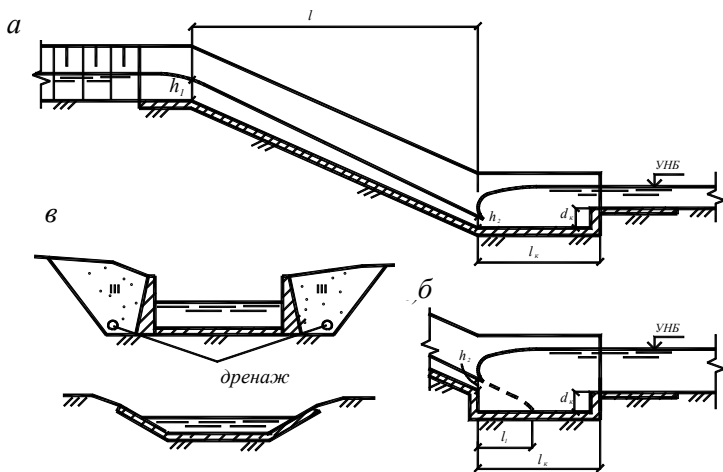


Рис. 4.24. Быстроток:  
*а* – без стенки падения; *б* – со стенкой падения;  
*в* – примеры поперечных сечений лотка быстротока

В плане быстротокам необходимо придавать прямолинейное очертание, но иногда для уменьшения объемов строительных работ устраивают быстротоки с виражом. На криволинейном участке дну быстротока придается поперечный уклон, его вогнутая боковая стенка имеет большую высоту, чем выпуклая. В быстротоках большой ширины, а также на криволинейных участках без поперечного уклона дна для обеспечения устойчивости потока в поперечном направлении устраивают продольные раздельные стенки.

При высоком положении уровней фильтрационного потока по трассе быстротока устраивается дренаж под днищем и за боковыми стенками. Чаще всего применяется трубчатый дренаж.

Превышение боковых стенок быстротока над уровнем воды в нем (кривая свободной поверхности воды в быстротоке устанавливается гидравлическим расчетом) принимается по табл. 4.6.

Таблица 4.6

Расход в быстротоке, м <sup>3</sup> /с	До 1	1–10	10–30	30–50	50–100
Превышение боковых стенок над уровнем воды, см	20	30	40	50	60

Гидравлический расчет быстротока при заданных параметрах поперечного сечения, длины и уклона дна заключается в построении кривой свободной поверхности потока и определении максимального значения его скорости, а также расчете сопряжения бьефов. Прежде чем приступить к гидравлическому расчету, необходимо по оси предварительно выбранной трассы водосброса построить продольный профиль, затем вписать в него быстроток таким образом, чтобы плита днища находилась на естественном основании и в то же время, во избежание больших объемов земляных работ, не была чрезмерно заглублена.

Построение кривой свободной поверхности выполняется по уравнению Б.А. Бахметьева:

$$\frac{i_0 l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{cp})[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (4.16)$$

где  $i_0$  – уклон дна быстротока;

$l$  – длина быстротока;

$h_0$  – нормальная глубина, то есть глубина при равномерном движении потока на быстротоке;

$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$ ,  $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$  – относительные глубины в начале и в конце

быстротока;

$\varphi(\eta_1)$ ,  $\varphi(\eta_2)$  – функции относительных глубин, определяемые по справочной литературе (например [2, 4, 19 и др.]);

$$j_{cp} = \frac{\alpha C_{cp}^2 b_0 i_0}{g \chi};$$

здесь  $C_{cp}$  – коэффициент Шези, средний на рассматриваемом участке;

$\chi$  – смоченный периметр.

Обычно при расчетах нет необходимости строить всю кривую спада. Достаточно определить глубины на входе и выходе быстротока. Глубина воды на входе в быстроток  $h_1$  принимается равной критической глубине:

$$h_1 = h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{b_0^2 g}},$$

где  $\alpha = 1-1,1$  – коэффициент Кориолиса;

$Q$  – расход в быстротоке;

$b_0$  – ширина быстротока.

Из уравнения (4.16) последовательным приближением определяется глубина воды в конце быстротока  $h_2$ . Подробно методика расчета изложена в [2, п. 4.3.4].

После окончательного определения  $h_2$  определяется максимальная скорость в конце быстротока:

$$v_{\text{max}} = \frac{Q}{b_0 h_2},$$

величина которой не должна превышать допустимого значения (см. табл. Пб.3).

**Быстроток с усиленной шероховатостью.** Когда скорость потока на быстротоке превышает допустимую, а уменьшение его уклона нецелесообразно, устраивается быстроток с усиленной шероховатостью. Искусственная шероховатость чаще всего выполняется в виде поперечных донных ребер, устраиваемых на дне, а иногда и на боковых стенках лотка быстротока (рис. 4.25).

Расчет ребристой донной шероховатости квадратного сечения ( $\Delta \times \Delta$ ) с расстояниями между осями ребер  $\delta = 8\Delta$  и при  $i_{\text{кр}} < i_0 < 0,6$  выполняется по методу О.М. Айвазяна [8]. Расчет ведется для условий равномерного движения и заключается в подборе шероховатости с такими характеристиками, которые бы обеспечивали заданную скорость потока. При этом необходимо обеспечить соблюдение условия  $h/\Delta \geq 3$ . После расчета высоты  $\Delta$  следует определить длину участка, на котором водоскат должен иметь усиленную шероховатость. Ребра устанавливаются начиная с того сечения, после которого скорости без усиленной шероховатости превышают допустимые значения. Местоположение данного сечения устанавливается расчетом по уравнению Б.А. Бахметьева (4.16).

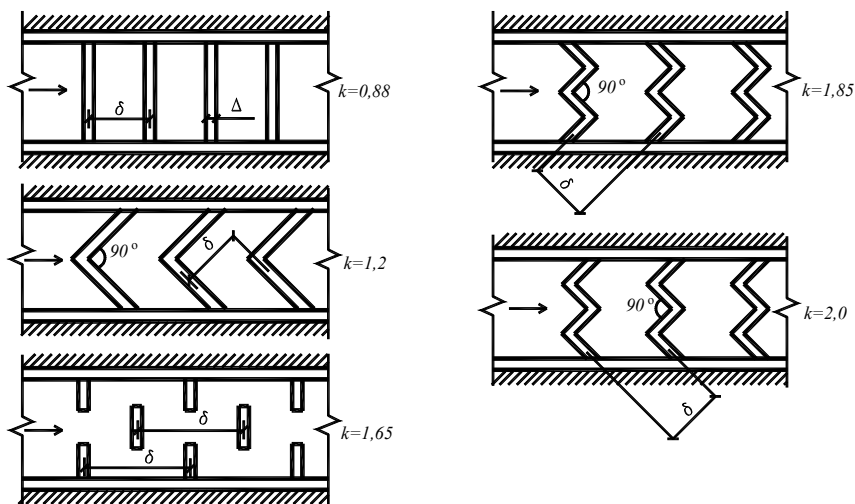


Рис. 4.25. Типы усиленной шероховатости на быстротоке

Если усиленная шероховатость предназначена для создания определенного режима лишь на выходе в целях уменьшения размеров водобойной части, то в этом случае ребрами снабжают лишь концевой участок длиной

$$l_{\Delta} \approx 20 h,$$

где  $h$  – расчетное значение глубины потока при равномерном движении на участке усиленной шероховатости.

Концевой участок быстротока выполняется в виде водобойного колодца либо водобойной стенки (при донном режиме сопряжения бьефов) или с консольным перепадом (при режиме сопряжения отброшенной струей). Водобойный колодец обычно устраивается на не-скальных грунтах. Консольный перепад – чаще на скальных грунтах.

Водобойный колодец может быть со стенкой падения или без нее.

**Расчет донного режима сопряжения бьефов** выполняется при отсутствии стенки падения (см. рис. 4.24, а) так же, как и в п. 4.3.7, по формулам (4.6)–(4.8). При этом первая сопряженная глубина принимается равной глубине в конце быстротока, то есть  $h' = h_c = h_2$ .

При наличии стенки падения (рис. 4.24, б) расчет производится следующим образом. задается глубина водобойного колодца  $d_k$  и глубина в сжатом сечении определяется из следующей формулы:

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g \left( h_2 + d_k + \frac{v^2}{2g} - h_c \right)},$$

где  $\varphi$  – коэффициент скорости, при высоте падения струи от 1 до 5 м принимается соответственно от 0,97 до 0,85 (промежуточные значения – по интерполяции);

$v$  – скорость в конце быстротока.

Затем по формуле (4.6) определяется  $h''$  и проверяется условие  $h_{нб} + d_k \geq h''$ . Если это условие не выполняется, то следует задаться другой величиной  $d_k$  и повторить расчет. Если же указанное условие выполняется, то глубина колодца задана верно. Затем определяется длина колодца

$$l_k = l_1 + 0,8l_{пр},$$

где  $l_1$  – дальность полета струи:

$$l_1 = v \sqrt{\frac{2}{g} \left( d_k + \frac{h_2}{2g} \right)};$$

$l_{пр}$  – длина прыжка, определяемая по формуле (4.3).

### 4.4.3. Консольный перепад

Консольный перепад (рис. 4.26) представляет собой быстроток с концевой частью в виде консольного свеса (трамплина), с которого струя свободно падает в отводящий канал. Консоль опирается на систему стоек, жестко связанных поверху поперечной балкой или ростверком и заглубленных ниже возможной глубины размыва. Конструкции консолей (трамплинов) многообразны, их выбор производится с учетом топографических, геологических, компоновоч-



ных и иных условий. Главная задача трамплина – отброс потока от сооружения. При этом некоторые типы трамплинов позволяют трансформировать отбрасываемую струю, придавая ей требуемую конфигурацию и нужное направление движения в полете. Известны следующие типы трамплинов: консольный сброс, рассеивающие трамплины, сужающиеся трамплины, трамплины-виражи.

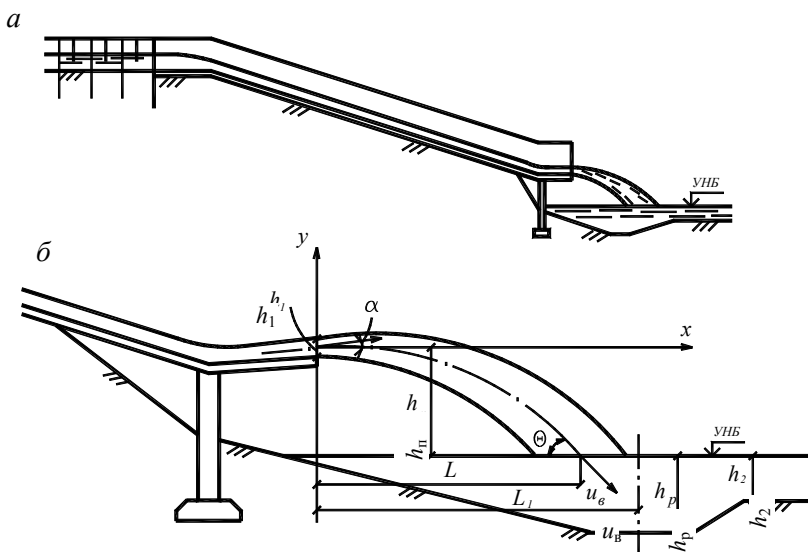


Рис. 4.26. Консольный перепад:  
*a* – общий вид; *б* – схема к расчету дальности отброса струи

Наиболее простым трамплином является консольный сброс, представляющий собой короткий канал (консоль) с нулевым или небольшим обратным уклоном, имеющий постоянную ширину и ограниченный боковыми стенками. Консоль с плоским дном может иметь обратный уклон до 0,15. Большой уклон создает опасность увеличения динамического воздействия потока. Консоль с цилиндрическим дном позволяет увеличить угол наклона носка  $\alpha$ , и при  $\alpha = 30\text{--}35^\circ$  достигается наибольшая дальность отлета струи от сооружения. Для уменьшения динамического воздействия на консоль с плоским дном сопряжение ее с быстротоком может быть выполнено с помощью цилиндрической вставки.

Задачи гидравлических расчетов трамплинов можно разделить на прямые и обратные. *Прямая* задача заключается в определении параметров потока для трамплина заданной конструкции, главными из которых являются дальность отброса струи и глубина воронки размыва.

Длина отброса струи вычисляется по формуле

$$L = k_a \frac{v_1^2 \cos \alpha_0}{g} \left( \sin \alpha_0 + \sqrt{\sin^2 \alpha_0 + \frac{2h_n g}{v_1^2}} \right),$$

где  $k_a$  – коэффициент, учитывающий влияние аэрации на дальность отлета струи; при  $Fr \leq 35$  имеем  $k_a = 1$ ; при  $Fr > 35$   $k_a = 0,8-0,9$ , где

$Fr = \frac{v_1^2}{gh}$  – число Фруда;

$v_1$  – скорость схода струи с трамплина (можно принимать равной скорости потока в конце быстротока);

$\alpha_0$  – угол наклона струи к горизонту, в общем случае он меньше угла наклона дна трамплина  $\alpha$ . При длине консоли  $l > 3h_1$  принимается  $\alpha_0 = \alpha$ . При  $l < 3h_1$   $\alpha_0$  следует находить по специальным графикам [3, рис. 10.3];

$h_n$  – превышение оси струи на носке над уровнем воды в нижнем бьефе:

$$h_n = p + \frac{h_1}{2 \cos \alpha};$$

$p$  – превышение сливной кромки носка над уровнем воды в нижнем бьефе (высота падения струи);

$h_1$  – толщина струи на носке.

Глубина воды в воронке размыва после его завершения для не- скальных грунтов

$$h_p = k_p \kappa^{0,8} \left( \frac{q}{1,15\sqrt{g}d_{50}^{0,25}} \right)^{0,8},$$

где  $k_p$  – коэффициент размывающей способности потока;

$\kappa$  – коэффициент неравномерности распределения удельного расхода;

$d_{50}$  – для несвязных грунтов – средний диаметр частиц грунтов, соответствующий 50 % по кривой гранулометрического состава; для глинистых грунтов  $d_{50} = d_3$ , где  $d_3$  – эквивалентный диаметр агрегатов, на который распадается связный грунт, зависящий от коэффициента пористости  $\varepsilon$  и состава грунта (табл. 4.7).

Таблица 4.7

Эквивалентный диаметр  $d_3$  агрегатов связных грунтов

Грунты	Содержание частиц, %, размером, мм		Эквивалентный диаметр $d_3$ , мм, для частиц различных грунтов			
	0,005	0,005–0,05	мало-плотных, $\varepsilon > 1,2$	средне-плотных, $\varepsilon = 1,2–0,6$	плотных, $\varepsilon = 0,6–0,3$	очень плотных, $\varepsilon = 0,3–0,2$
Глины	30–50	50–70	0,15	2	10	50
Тяжелые суглинки	20–30	70–80	0,15	3	10	50
Тощие суглинки	10–20	80–90	0,15	3	10	50
Лессовидные в условиях закончившихся просадок	–	–	0,05	1,5	5	20

Произведение коэффициентов  $k_p \kappa^{0,8}$  при отбросе струи с трамплина вычисляется по формуле

$$k_p \kappa^{0,8} = k_0 \left( 3,4 + \frac{0,45n_a \varphi^2 y_0}{h_{кр}} \right),$$

где  $k_0$  – коэффициент, учитывающий пространственность и условия сопряжения падающей струи с нижним бьефом. Для консольного сброса за быстроеком  $k_0 = 0,44$ ;

$n_a$  – коэффициент, учитывающий влияние аэрации струи, при  $Fr = 25$   $n_a = 0,9$ ; при  $Fr = 50$   $n_a = 0,85$ ; при  $Fr = 100$   $n_a = 0,6$ , где

$Fr = \frac{v_1^2}{2g}$  – число Фруда в начальном сечении струи;

$\varphi$  – коэффициент скорости, значение которого можно принимать по специальным графикам [2, рис. 4.8; 24, рис. 10–23];

$y_0$  – разность уровней воды в бьефах, при расчете быстрого тока можно принимать

$$y_0 = p + h + \frac{v_1^2}{2g};$$

$h_{кр}$  – критическая глубина.

#### 4.4.4. Многоступенчатый перепад

*Многоступенчатый перепад* представляет собой ряд ступеней из одинаковых по размерам колодцев, образованных продольными (боковыми) и поперечными (водобойными) стенками (рис. 4.27). Он устраивается при значительных (более 0,25) уклонах местности по трассе водосброса.

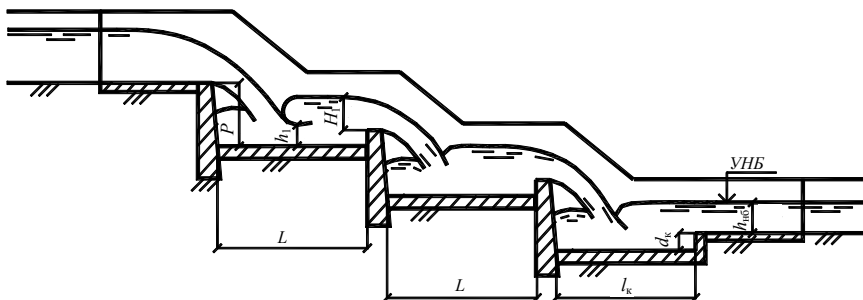


Рис. 4.27. Многоступенчатый перепад

Размеры колодцев и высота водобойных стенок определяются на основании гидравлического расчета из условия полного гашения энергии потока.

Прежде чем приступать к расчетам, необходимо построить продольный профиль по оси предварительно выбранной трассы водосброса, в который вписывается многоступенчатый перепад. Для этого по продольному профилю находится общая высота падения, которая затем разбивается на отдельные равные между собой ступени. Высота ступеней  $p$  обычно назначается одинаковой, не превышающей, как правило, 5–6 м. Длина ступеней – до 20 м. Глубина водобойного колодца при этом предварительно может быть принята

$$d_k = p/3.$$

Тогда средняя высота ступеней

$$p = P/n + d_k,$$

где  $P$  – разность отметок в начале и в конце перепада.

На нескальных и полускальных грунтах продольные и поперечные стенки отделяются от водобойной плиты вертикальными деформационными швами. Все швы оборудуются противофильтрационными уплотнениями. Толщину водобойной плиты и стенок определяют расчетом на устойчивость, предварительно назначая ее в соответствии со следующими рекомендациями:

водобойная плита – 0,5–1,0 м;

продольная стенка: поверху – 0,3–0,7 м, понизу – 1–2 м;

водобойная стенка: поверху – 0,5–0,7 м, понизу – 1,2–2,0 м.

В скальных породах водобойные плиты могут не устраиваться или может выполняться выравнивающая облицовка толщиной 0,3–0,4 м.

Гидравлическим расчетом уточняются предварительно принятые длины ступеней и высоты водобойной стенки. Расчеты выполняются только для первой, второй и последней ступеней. Размеры всех остальных ступеней принимаются такими же, как и размеры второй ступени. Расчеты выполняются следующим образом. Из формулы (4.5) определяется глубина на ступени в сжатом сечении, равная  $h_1$ , которая принимается в качестве первой сопряженной глубины  $h'$ . Ко-

эффицент скорости  $\varphi$  принимается по графикам в зависимости от высоты и конструктивных особенностей ступени [2, рис. 4.8]. По формуле (4.6) определяется вторая сопряженная глубина  $h''$ . Глубина воды над порогом водослива в начале следующей ступени ( $H_1$ ) определяется из уравнения водослива с тонкой стенкой:

$$Q = m \cdot b \sqrt{2g} \cdot H_{1,0}^{3/2},$$

откуда

$$H_1 = \left( \frac{Q}{m \cdot b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha v_0^2}{2g},$$

где  $m$  – коэффициент расхода, принимаемый как для водослива с тонкой стенкой;

$$v_0 = \frac{Q}{bh''} - \text{скорость подхода.}$$

Глубина водобойного колодца на ступени равна

$$d_k = h'' - H_1.$$

Длина ступени перепада (водобойного колодца)

$$L = l_1 + 0,8 l_{\text{пр}},$$

где  $l_{\text{пр}}$  – длина прыжка.

Дальность полета струи может быть определена по формуле

$$l_1 = \frac{q}{h_{\text{кр}}} \sqrt{\frac{2p + h_{\text{кр}}}{g}},$$

где  $q$  – удельный расход:

$$q = Q/b;$$

$h_{\text{кр}}$  – критическая глубина, определяемая по формуле (4.3).

При расчете последней ступени перепада глубина водобойного колодца определяется так же, как в п. 4.3.7.

#### 4.4.5. Траншейный водосброс

**Траншейный водосброс** состоит из головной части, водосбросной траншеи и сооружений отводящего тракта (промежуточный канал и сопрягающее сооружение). Главной особенностью траншейного водосброса является боковой отвод воды после водослива. Водосливный фронт располагается вдоль горизонталей берегового склона, то есть под близким к прямому углом по отношению к оси грунтовой плотины (рис. 4.28). Такие водосбросы целесообразно устраивать в стесненных створах с крутыми склонами.

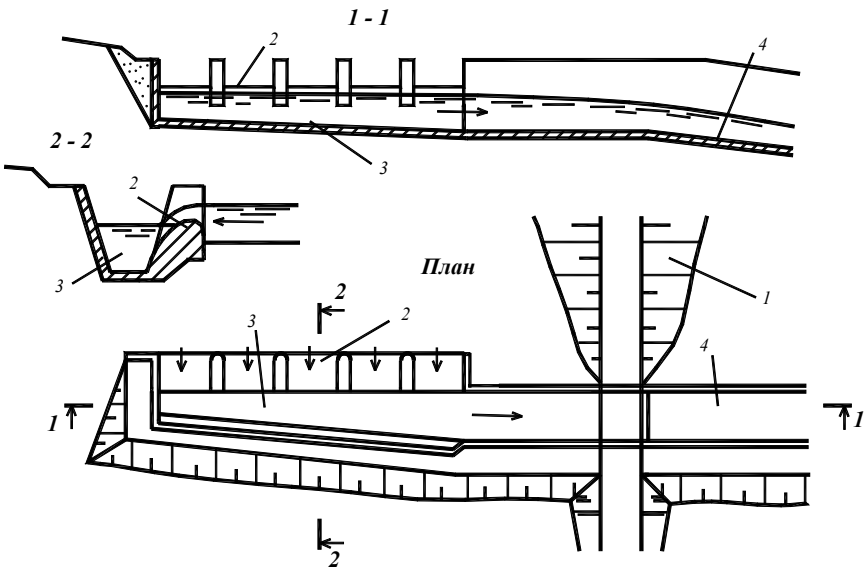


Рис. 4.28. Траншейный водосброс:  
 1 – грунтовая плотина; 2 – водослив; 3 – водосбросная траншея;  
 4 – сопрягающее сооружение

**Головная часть** представляет собой водослив практического профиля или с широким порогом, который может быть как регулируемым, так и автоматическим. В последнем случае порог водослива располагается на отметке нормального подпорного уровня воды в водохранилище.

**Траншея за водосливом** имеет переменное сечение, так как при полностью открытых затворах расход в траншее переменный, изменяющийся от нуля в начале траншеи до максимального расчетного значения в конце. Поперечное сечение траншеи выполняется прямоугольным или трапецеидальным с заложением откосов, зависящим от категории грунта. Траншея может быть постоянной ширины или расширяющейся в направлении движения потока, с плоским или криволинейным дном.

Особенностью гидравлики траншеи является движение потока с переменным расходом. В траншее, как правило, образуется винтообразное течение, которое ухудшает условия гашения энергии сбрасываемого потока, поэтому для его устранения часто применяются различные конструктивные меры, например, водосливные носки-уступы, при которых на противоположной стенке траншеи устанавливаются отражатели.

Длина траншеи определяется шириной водосливного фронта водослива. Сопрягающее сооружение может быть как открытым, так и закрытым (трубчатым или туннельным). В первом случае за траншеей, как и в случае фронтального берегового водосброса, может быть промежуточный канал, а за ним – сопрягающее сооружение (быстроток, многоступенчатый перепад и др.). Во втором случае для сопряжения траншеи с туннелем или трубой устраивается переходный участок в виде открытого канала.

**Гидравлический расчет** траншейного водосброса состоит из определения размеров водопропускных отверстий водослива, расчета траншеи и расчета сопрягающего сооружения.

Гидравлический расчет траншеи выполняется следующим образом. В зависимости от типа крепления определяется допустимая средняя скорость потока в траншее  $v_{тр}$ . Траншея по длине разбивается на ряд расчетных створов (рис. 4.29).



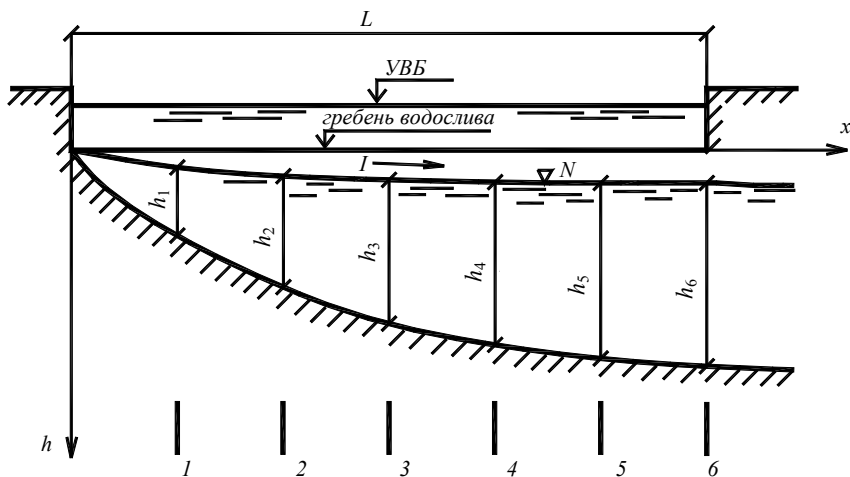


Рис. 4.29. Схема к расчету водосборной траншеи

Определяется расход в каждом створе:

$$Q_x = \varepsilon m x \sqrt{2g H_0^{3/2}},$$

где  $\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия (при отсутствии быков  $\varepsilon = 1,0$ );

$m$  – коэффициент расхода водослива;

$x$  – расстояние от начала траншеи до расчетного створа (за вычетом толщины быков при их наличии);

$H_0$  – напор на гребне водослива с учетом скорости подхода.

В зависимости от расхода, который является переменной величиной, и средней скорости потока в траншее определяются необходимые площади живого сечения потока в каждом из расчетных створов и его геометрические характеристики – глубина и ширина. Из уравнения равномерного движения потока (уравнение Шези)

$$Q = \omega C \sqrt{RI}$$

определяется гидравлический уклон  $I$  и вычисляются отметки свободной поверхности потока и дна траншеи в каждом створе. В уравнении Шези

$\omega$  – площадь живого сечения потока;

$C$  – коэффициент Шези;

$R$  – гидравлический радиус.

## 4.5. Закрытые водосбросы

**Закрытые водосбросы** – это водосбросы, имеющие замкнутое поперечное сечение водовода. Применение закрытых водосбросов позволяет в период строительства иметь широкий фронт работ по возведению глухой плотины, так как пропуск строительных расходов можно осуществлять по подземным водоводам. К закрытым водосбросам относятся трубчатые, туннельные и сифонные. *Трубчатые* водосбросы выполняются из труб, чаще всего сборных, укладываемых открытым способом в котлован или вырытую в берегу траншею с последующей обратной засыпкой. Такие водосбросы применяются на небольших по напору (5–10 м) и расходу гидроузлах на нескальных основаниях. По конструкции входной части наиболее часто применяются башенные и ковшовые трубчатые водосбросы.

*Туннельные* водосбросы применяются на средне- и высоконапорных гидроузлах, располагающихся в узких скальных створах.

Пропускная способность водосброса зависит от гидравлического режима течения потока, который может быть напорным и безнапорным. Напорный режим возникает при полном заполнении поперечного сечения водосброса. При неполном заполнении поперечного сечения имеет место безнапорный режим течения.

### 4.5.1. Расчет пропускной способности напорных водосбросов

Пропускная способность напорного водосброса определяется пропускной способностью водовода, расчет которого производится по формуле истечения через напорную трубу:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_d}, \quad (4.17)$$

где  $\omega$  – площадь выходного отверстия;

$H_d$  – действующий напор, который определяется следующим образом (рис. 4.32). При истечении из отверстия под уровень нижнего бьефа, то есть если уровень нижнего бьефа выше отметки верхней кромки выходного отверстия,  $\nabla_1$  действующий напор

$$H_d = \text{УВБ} - \text{УНБ}_1.$$

Если же уровень нижнего бьефа ниже отметки верхней кромки выходного отверстия, действующий напор

$$H_d = \text{УВБ} - \nabla_2,$$

где  $\nabla_2$  – отметка центра выходного отверстия.

Коэффициент расхода глубинных водосбросов определяется по зависимости

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta}}, \quad (4.18)$$

где  $\Sigma \zeta$  – сумма коэффициентов сопротивления – местных и по длине.

Коэффициент сопротивления на трение по длине водосброса вычисляется по формуле

$$\zeta_{\text{дл}} = \frac{2gl}{C^2 R},$$

где  $g$  – ускорение свободного падения;

$l$  – длина водосброса;

$R = \frac{\omega}{\chi}$  – гидравлический радиус;

$\omega$  – площадь живого сечения потока;

$\chi$  – смоченный периметр.

Коэффициент Шези можно определять по формуле Маннинга:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6},$$

где  $n$  – коэффициент шероховатости поверхности труб. Для бетонных труб  $n = 0,012$ .

В глубинных водосбросах, работающих в напорном режиме, возможны следующие сопротивления: на входе в водовод из резервуара, в пазах плоских затворов, на сороудерживающих решетках, поворотах, сужениях, расширениях и т. д. Коэффициенты сопротивлений определяются по специальной литературе, например [3, 19].

Конструктивные особенности водоприемника напорного водосброса учитываются следующим образом. Если водоприемник поверхностный, его пропускная способность определяется отдельно и должна быть увязана с пропускной способностью водовода. Если водоприемник глубинный, то его конструктивные особенности влияют на пропускную способность водовода наличием собственных сопротивлений (вход, решетки, пазы для затворов и др.).

#### **4.5.2. Расчеты пропускной способности безнапорных трубчатых и туннельных водосбросов**

Пропускная способность закрытых водосбросов, работающих в безнапорном режиме, то есть при неполном заполнении их поперечного сечения, определяется главным образом пропускной способностью входной части.

*При незатопленной входной кромке* (рис. 4.30) водосброс следует рассчитывать по схеме истечения через водослив.

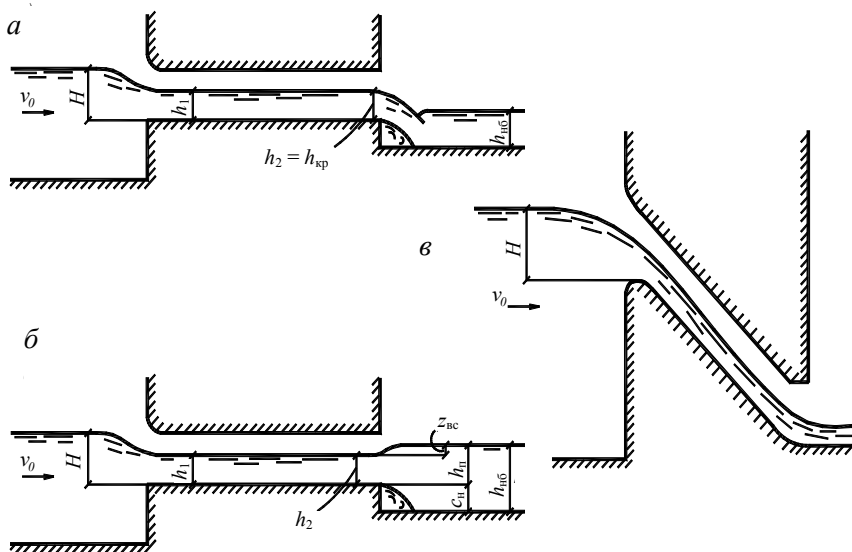


Рис. 4.30. Истечение через закрытый безнапорный водосброс при незатопленной входной кромке (по схеме водослива):

*a* – неподтопленный водослив с широким порогом; *б* – подтопленный водослив с широким порогом; *в* – неподтопленный водослив практического профиля

Расчет его пропускной способности выполняется в зависимости от формы поперечного сечения входной части по следующим формулам:

а) для труб прямоугольного или квадратного сечений

$$Q = \varepsilon \sigma_{\text{п}} m b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где  $\varepsilon$  и  $\sigma_{\text{п}}$  – коэффициенты бокового сжатия и подтопления;

$m$  – коэффициент расхода водослива, величина которого при нулевом уклоне входной части определяется как и для открытых водосбросов; при уклоне, отличном от нуля, – по специальным графикам [3, рис. 13.3];

$b$  – ширина водосливных отверстий;

$H_0$  – напор на пороге водослива с учетом скорости подхода;

б) для круглого поперечного сечения (при отсутствии подтопления со стороны нижнего бьефа)

$$Q = m_k d \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где  $m_k$  – коэффициент расхода, определяемый по формуле

$$m_k = \frac{H}{0,9 + \frac{0,275 + 3,4r/d}{0,096 + 1,52r/d}},$$

где  $r$  – радиус скругления входного оголовка;

$d$  – диаметр сечения.

**Пропускная способность водосбросов с затопленным входом** (рис. 4.31) при неподтопленном истечении из отверстия определяется по формуле

$$Q = \mu S \omega \sqrt{2g(z - h_c)},$$

где  $\mu$  – коэффициент расхода, определяемый по формуле (4.18), в которой  $\sum \zeta$  – сумма коэффициентов сопротивлений на входе;

$S$  – относительная площадь сжатого сечения, которая может быть определена по формуле

$$S = (\sqrt{\zeta_{\text{вх}}} + 1)^{-1},$$

где  $\zeta_{\text{вх}}$  – коэффициент гидравлического сопротивления на входе;

$\omega$  – площадь сечения водовода на входе:

$$\omega = b h_T;$$

$b$  – ширина водослива;

$h_T$  – высота трубопровода;

$h_c$  – глубина в сжатом сечении:

$$h_c = h_T S.$$

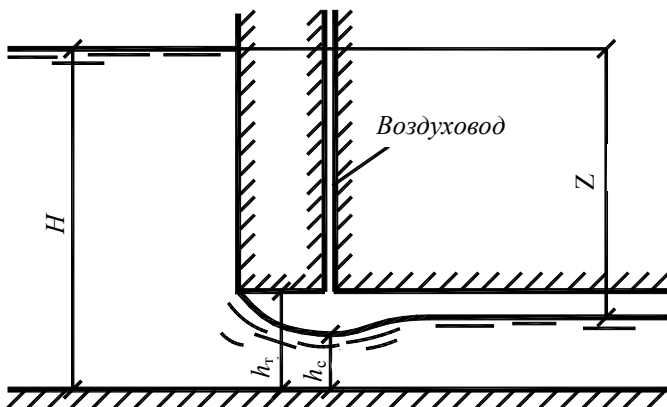


Рис. 4.31. Истечение через закрытый безнапорный водослив с затопленным входом

**При затоплении водосброса со стороны нижнего бьефа**, когда уровень нижнего бьефа выше верха трубы, возникает полупапорный или напорный режим движения. Полупапорный режим неустойчив, его при пропуске расчетных расходов следует избегать.

Для определения параметров потока, при которых обеспечивается устойчивый безнапорный режим, следует воспользоваться специальными графиками ([2, рис. 4.13; 3, рис. 13.4]). Для обеспечения устойчивого безнапорного режима в водосбросах часто предусматривают воздуховоды, представляющие собой трубки, соединяющие верхнюю часть водовода с атмосферой для предотвращения возникновения вакуума. Расчет параметров воздуховодов изложен в специальной литературе [3].

#### **4.5.3. Бетонная плотина с глубинными водосливными отверстиями**

Глубинные водосливные отверстия (рис. 4.32) устраиваются в теле бетонной плотины круглого или прямоугольного сечения. Круглое сечение лучше с гидравлической точки зрения, прямоугольное – удобнее в производстве работ.

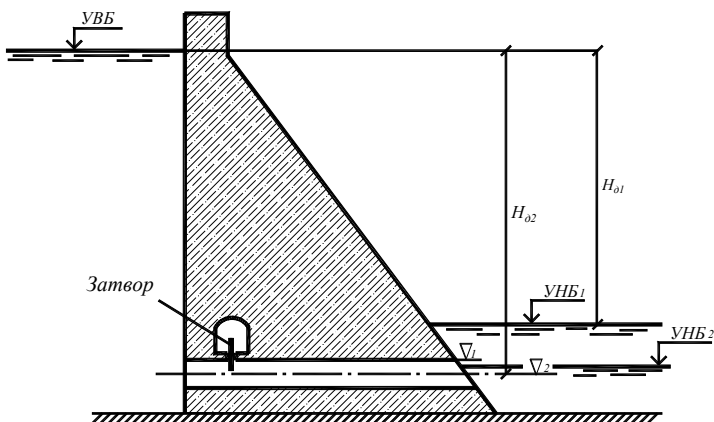


Рис. 4.32. Схема к определению размеров глубинных водосливных отверстий

Глубинные водосбросы оборудуются:

- рабочими затворами для перекрытия отверстий в эксплуатационный и строительный периоды;
- ремонтными затворами или заграждениями для отключения водовода от верхнего или нижнего бьефа как в строительный, так и в эксплуатационный периоды;
- сороудерживающими решетками для предохранения водосбросов от попадания в них топляков и крупных предметов;
- подъемными механизмами для затворов и решеток.

Высоту поперечного сечения глубинных водосбросов назначают по табл. 4.2. При этом из условия возможности осмотра и ремонта она принимается не менее 1,8 м. Ширина отверстия назначается по табл. 4.3 и должна быть не менее 1,5 м.

В глубинных водосбросах постоянного поперечного сечения, прямолинейных в плане, работающих как напорные трубы, учитывают следующие виды местных сопротивлений:

- на вход;
- в пазах затворов;
- на сороудерживающих решетках.

Входной оголовок должен обеспечивать поступление воды в водосброс с незначительными потерями напора, иметь, по возможности, простейшие очертания и быть бескавитационным.



Расчет пропускной способности глубинных водосбросов рекомендуется выполнять в следующем порядке:

- 1) исходя из конструктивных требований, задаются формой и размерами отверстия;
- 2) по вышеприведенным рекомендациям определяют  $\mu$  и  $H_d$ ;
- 3) по зависимости (4.17) находят пропускную способность одного отверстия  $Q_{отв}$ ;
- 4) определяют необходимое количество глубинных отверстий по формуле

$$n = \frac{Q_p}{Q_{отв}},$$

где  $Q_p$  – расчетный расход глубинного водосброса.

#### 4.5.4. Трубчатые башенные водосбросы

Башенные водосбросы (рис. 4.33) состоят из головной части (башни), одной или нескольких ниток труб и концевого участка, на котором при необходимости располагаются гасители энергии потока. Ось башенного водосброса трассируется по возможности перпендикулярно к оси плотины в русле или в пониженных местах поймы.

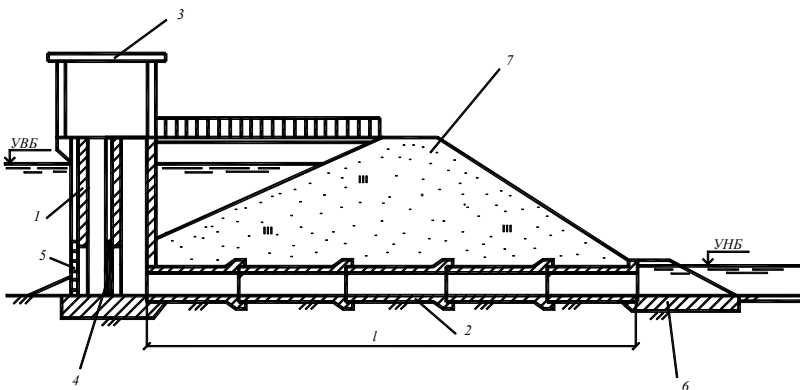


Рис. 4.33. Башенный водосброс:

- 1 – башня; 2 – отводящие трубы; 3 – помещение для размещения подъемного оборудования; 4 – затвор; 5 – сороудерживающая решетка; 6 – водобой; 7 – грунтовая плотина

В башне размещаются ремонтные и рабочие затворы, перекрывающие входные сечения труб, сороудерживающие решетки и механизмы для маневрирования ими, а также служебные помещения. Сечение башни в плане может быть круглым или прямоугольным. Толщина стенок башни обычно уменьшается снизу вверх, но она не должна быть меньше 20 см. Размещать башню можно в зоне подошвы верхового откоса плотины, в средней его части или у гребня плотины, но она всегда должна располагаться на прочном материковом грунте. Трубы малого диаметра могут быть металлическими или железобетонными. Металлические трубопроводы чаще всего укладываются внутри железобетонных галерей, которые в период возведения гидроузла используются для пропуска строительных расходов.

Снаружи металлические трубопроводы покрываются антикоррозионным покрытием. Трубы больших поперечных сечений выполняются из железобетона с круглыми, овальными или прямоугольными отверстиями. При устройстве нескольких труб последние объединяются в общую многоочковую конструкцию. Трубы должны располагаться на плотном грунте основания на уровне подошвы плотины или ниже ее, в траншее. По длине трубы разрезаются температурно-осадочными швами на секции длиной не более 10–15 м. Для предотвращения фильтрации воды через швы они уплотняются шпонками, а для борьбы с контактной фильтрацией воды вдоль трубы в местах стыков секций устанавливаются противофильтрационные ребра (диафрагмы).

Подходный участок к башенному водосбросу выполняется в виде канала, рассчитанного на пропуск строительного расхода. Дно и откосы такого канала крепятся, в зависимости от скорости течения, каменной наброской или бетонными плитами.

Гидравлический расчет башенного водосброса состоит в определении размеров отводящих труб, а также сопряжения бьефов и выполняется в следующем порядке. На поперечном разрезе земляной плотины выбирают местоположение башни и определяют длину трубы. Далее задаются формой и размерами поперечного сечения трубы и по формуле (4.17) находят пропускную способность одной трубы  $Q_{тр}$ . Затем определяют необходимое количество труб для пропуска расчетного паводкового расхода

$$n = \frac{Q_{\text{рас}}}{Q_{\text{тр}}}.$$

Если  $n$  получается дробным числом с большим остатком, необходимо скорректировать размеры поперечного сечения, чтобы  $n$  получилось целым или близким к нему числом.

По зависимости (4.17) проверяют пропуск поверочного паводкового расхода при уровне верхнего бьефа, равном ФПУ. Если принятого количества труб и их размеров оказывается недостаточно для пропуска поверочного паводкового расхода при ФПУ, то увеличивают либо размер поперечного сечения трубы, либо количество труб.

Расчет сопряжения бьефов выполняется по тем же формулам, что и для открытых водосбросов, при этом при напорном движении воды в трубах первую сопряженную глубину принимают равной диаметру трубы, то есть

$$h' = h_c = d.$$

Размеры башни принимаются конструктивно, главным образом из эксплуатационных требований. Ширина башни определяется размещением трубопроводов, продольные размеры – условиями размещения затворов, решеток, подъемных устройств и др.

#### **4.5.5. Трубчатый ковшовый водосброс**

Трубчатый ковшовый водосброс состоит из входной части, одной или нескольких ниток трубопроводов и устройств для гашения энергии потока воды в нижнем бьефе.

Входная часть представляет собой водослив практического профиля либо с тонкой стенкой с подходом воды с трех сторон (рис. 4.34). Водослив может быть автоматического действия, если отметка его порога располагается на отметке НПУ, или регулируемый, если порог располагается ниже отметки НПУ. Во втором случае на пороге устраиваются бычки и устанавливаются затворы. В водосбросах автоматического действия перед входом в трубы устраиваются пазы для шандор, которыми перекрываются отверстия труб при их ре-

монте, а также в зимний период во избежание промерзания грунта вокруг труб. За водосливным порогом устраивается ковш, в нижнем конце которого размещены входные отверстия труб.

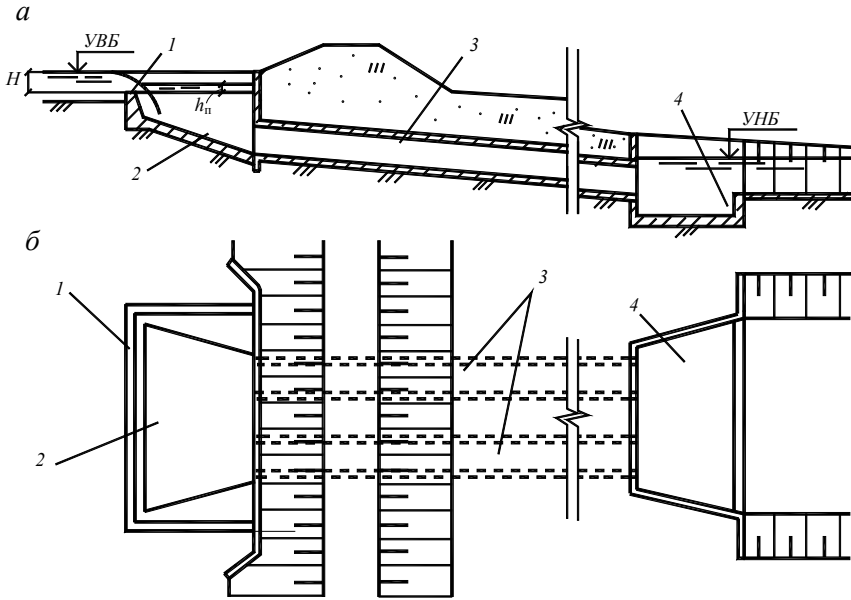


Рис. 4.34. Трубчатый ковшовый водосброс:

1 – водосливный порог; 2 – ковш; 3 – трубопроводы; 4 – водобойный колодец

Гидравлический расчет трубчато-ковшового водосброса состоит в определении ширины водослива и количества и размеров труб.

Ширина водосливного фронта определяется из формулы пропускной способности водослива (4.1):

$$B = \frac{Q}{\sigma_{\Pi} m \sqrt{2gH_0^{3/2}}},$$

где  $\sigma_{\Pi}$  – коэффициент подтопления;

$m$  – коэффициент расхода;

$H_0$  – напор на пороге водослива с учетом скорости подхода.

Для уменьшения ширины водосливного фронта желательно, чтобы  $\sigma_{\text{п}} = 1$ , то есть уровень воды в ковше задается ниже отметки порога водослива. Этот уровень принимается как УВБ при определении действующего напора при гидравлическом расчете труб. Для уменьшения ширины водослива его торцевой части можно придавать зигзагообразную форму. Расчет труб производится аналогично, как и для башенного водосброса.

#### 4.5.6. Сифонный водосброс

Сифонный водосброс (рис. 4.35) относится к нерегулируемым, автоматическим водосбросам и представляет собой изогнутую в вертикальной плоскости трубу прямоугольного или круглого поперечного сечения, расположенную в теле бетонной плотины. Изгиб трубы устраивается таким образом, чтобы гребень сифона располагался на отметке НПУ.

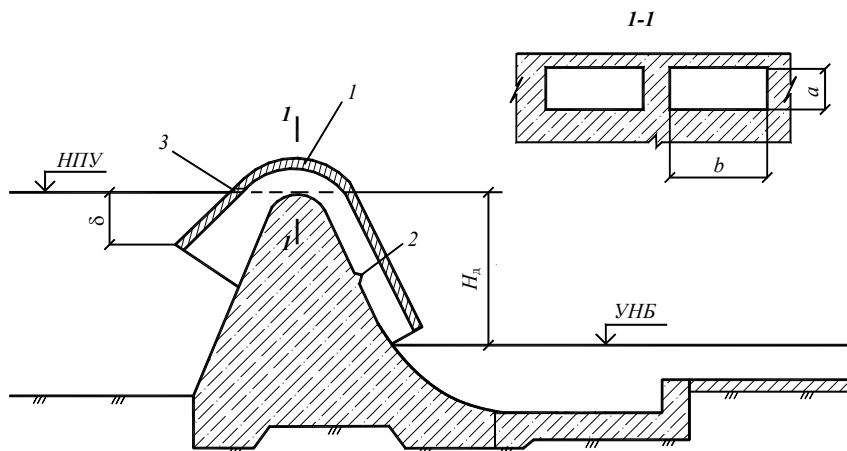


Рис. 4.35. Схема бетонной плотины с сифонным водосбросом:  
1 – капор; 2 – отклоняющий носок; 3 – воздушное отверстие

Работает сифонный водосброс следующим образом. При повышении уровня воды в верхнем бьефе выше отметки НПУ начинается перелив воды через гребень сифона. Стекающая по грани водослива струя воды отбрасывается носком к потолку и герметизирует

пространство водовода выше носка, унося при этом с собой воздух. В замкнутом пространстве трубы возникает вакуум. Происходит включение сифона в работу (зарядка). Для включения сифона в работу требуется повышение уровня воды в верхнем бьефе на 10–20 см. Сифон разряжается при попадании воздуха в трубу. Это происходит при снижении уровня воды в верхнем бьефе ниже входной кромки капора. При необходимости выключить сифон на отметке НПУ на ней устраивается воздушное отверстие для срыва вакуума.

Отклоняющий носок располагается на высоте  $(0,4-0,5)H$  от входной кромки капора. Высоту носка рекомендуется назначать не менее  $0,1$  высоты трубы.

Обычно сифонный водосброс состоит из нескольких труб, объединенных в батарею. С целью недопущения одновременного включения всех труб при сбросе небольших паводков гребни отдельных труб и входные кромки капора располагаются на разных отметках, отличающихся друг от друга на 5–10 см.

Площадь входного сечения сифона обычно принимается в 2,5–3 раза больше площади сечения в горле сифона. Для предотвращения попадания в сифон воздуха, льда, плавающих тел входная кромка капора должна заглубляться под уровень верхнего бьефа на величину

$$\delta \geq \frac{\alpha v_{\text{вх}}^2}{2g},$$

где  $v_{\text{вх}}$  – средняя скорость во входном сечении.

Очертание горлового участка сифона (сечение  $I-I$ , рис. 4.35) назначается таким, чтобы отношение радиуса закругления оси горлового участка  $r_0$  к высоте сечения  $a$  было максимально возможным. При размещении сифонов в низконапорных плотинах  $r_0/a \geq 2-2,5$ , а в высоких –  $r_0/a = 1-1,5$ .

Наиболее распространенная форма поперечного сечения трубы сифона – прямоугольная. Отношение ширины к высоте сечения рекомендуется принимать 1,5–3,0. Высота сечения в большинстве построенных сифонов равна 1,5–2,0 м.

Пропускная способность сифона определяется по формуле (4.17), где  $\omega = \omega_{\text{вых}} = ab$  – площадь выходного сечения трубы сифона.

Если высота трубы сифона уменьшается по длине, что иногда делается для уменьшения максимального вакуума в горле сифона, то все коэффициенты местных сопротивлений относятся к выходному сечению.

Расчет пропускной способности сифонного водосброса рекомендуется выполнять в следующем порядке.

1. Назначается конструкция сифонного водосброса и размеры поперечного сечения трубы.

2. По формуле (4.17) рассчитывается пропускная способность одной трубы сифона  $Q_{\text{тр}}$ .

3. Определяется необходимое количество труб сифона

$$n = \frac{Q_{\text{р.п.}}}{Q_{\text{тр}}}.$$

Вакуум в сечении  $I-I$  на потолке не должен превышать 8 м водного столба. Поэтому напор  $H_{\text{д}}$ , как правило, не превышает 10 м.

#### **4.5.7. Туннельные водосбросы**

Туннельный водосброс состоит из водоприемника и водоотводящего тракта в виде туннеля. Туннельные водосбросы применяются на высоконапорных, реже средненапорных, гидроузлах с использованием последних в некоторых случаях в качестве водовыпусков, а также для пропуска строительных расходов.

Гидротехнические туннели представляют собой водоводы, устраиваемые в земной коре без удаления вышележащей массы грунта. Поперечное сечение туннеля может быть круглым или иного очертания. Форма сечения зависит от гидравлических и статических условий (величины и характера горного давления и давления воды), а также от производственно-строительных условий. По гидравлическим условиям туннели могут быть напорными или безнапорными. Для напорных туннелей, подверженных значительному внутреннему гидростатическому давлению воды, наилучшей формой обделки является круглая или близкая к ней форма, хотя в производственном отношении она менее удобна (удобна только при

щитовом способе проходки). Безнапорные туннели могут иметь любую форму. В этом случае та или иная форма выбирается в зависимости от коэффициента крепости горных пород и от соотношения величин вертикального и бокового горного давления.

По высотному положению водоприемника туннельные водосбросы подразделяются на две группы: водосбросы с поверхностным водоприемником (рис. 4.36, а) и водосбросы с глубинным водоприемником (рис. 4.36, б).

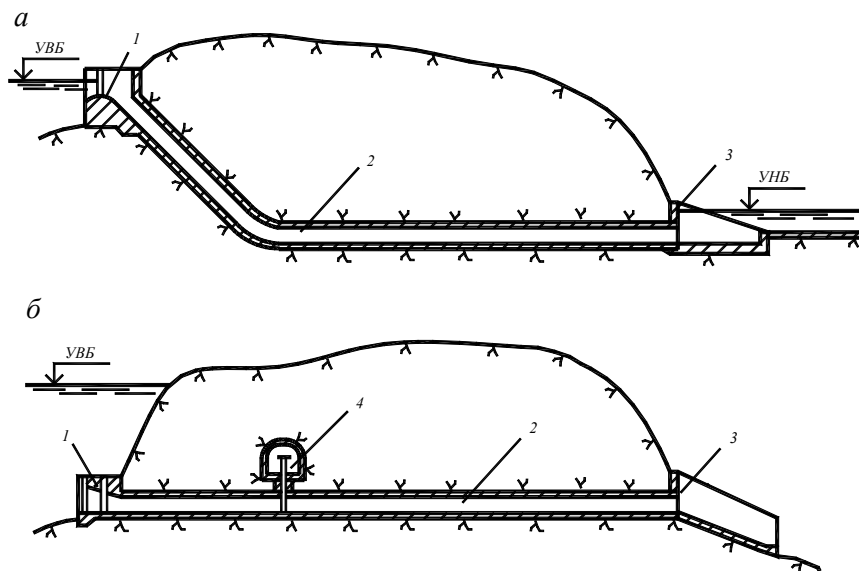


Рис. 4.36. Туннельные водосбросы:

- а – водосброс с поверхностным приемником; б – водосброс с глубинным приемником;  
 1 – водосливный порог; 2 – обводящий туннель; 3 – выходной портал;  
 4 – затворная камера

**Поверхностный водоприемник** – это фронтальный или траншейный водослив, оборудованный затворами или автоматический. Расчеты и проектирование его выполняются так же, как и для водосбросов с открытой транзитной частью. Туннельные водосбросы с поверхностным водоприемником обычно проектируются с безнапорным режимом потока по всей длине водоотводящего тракта.



Водосбросы с глубинными водоприемниками могут иметь как напорный, так и безнапорный режим движения потока. Затворы в глубинных водосбросах могут располагаться в начале туннеля или по его трассе. Во втором случае необходимо устройство затворной камеры, а вход в туннель оборудуется пазами для ремонтных затворов. С гидравлической точки зрения затворы эффективнее размещать на концевом участке водосброса выше уровня нижнего бьефа. Но в статическом отношении при этой схеме дорожает обделка, увеличивается нагрузка на затвор, ухудшается сопряжение с нижним бьефом, усложняются условия маневрирования затворами в зимнее время.

Туннельные водосбросы целесообразно проектировать прямолинейными в плане. Если поворота трассы избежать не удастся, то угол поворота допускается принимать не более  $60^\circ$ , а радиус поворота при скоростях потока до 10 м/с – не менее пяти пролетов туннеля в свету. При больших скоростях для определения радиусов и углов поворотов рекомендуется проводить модельные исследования.

Концевой участок туннеля наиболее часто выполняется в виде водобойного колодца или трамплина.

Гидравлический расчет туннельного водосброса состоит в определении пропускной способности и условий сопряжения бьефов. Поверхностный водоприемник рассчитывается отдельно по формулам, соответствующим его конструкции (водослив фронтальный или траншейный). Расчеты водобойного колодца или трамплина (консольного перепада) рассмотрены выше.

**Шахтные водосбросы** относятся к типу поверхностных береговых туннельных водосбросов. Они устраиваются в одном из берегов водохранилища для пропуска больших расходов на средне- и высоконапорных гидроузлах в случае скальных оснований. Шахтный водосброс состоит из поверхностного водослива, вертикальной шахты и водоотводящего тракта в виде туннеля (рис. 4.37).

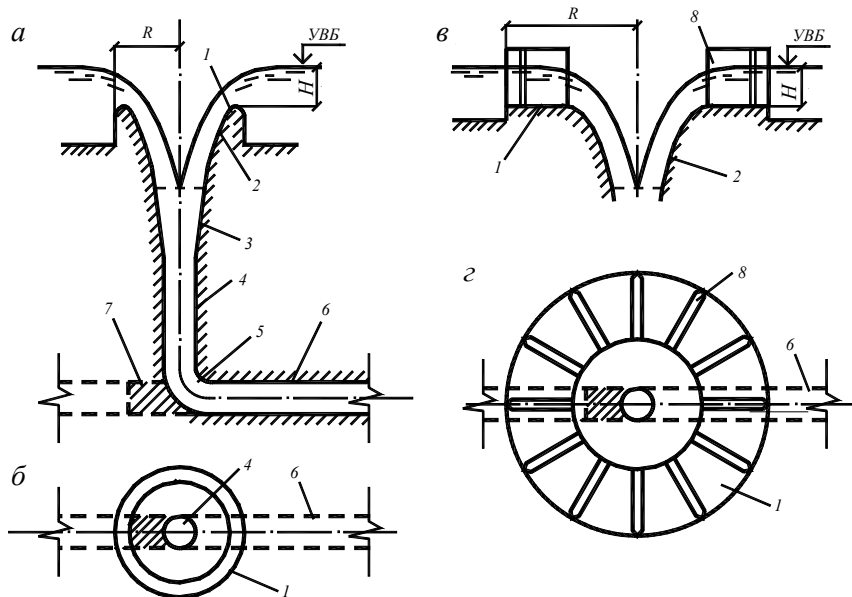


Рис. 4.37. Шахтный водосброс:

*а, б* – кольцевой с воронкой практического профиля (без быков); *в, з* – то же с широким порогом (с быками): 1 – водосливный порог; 2 – воронка; 3 – переходный участок; 4 – шахта; 5 – колено; 6 – отводной туннель; 7 – пробка; 8 – быки

Водосливный порог обычно выполняется практического профиля с безвакуумным или вакуумным оголовком (рис. 4.37, *а*) либо с широким порогом (рис. 4.38, *б*), когда гребень выполняется плоским или коническим, наклоненным в сторону воронки под углом 6–9°. В плане водослив чаще всего располагается в виде кольца или полукольца. По условиям работы шахтные водосбросы могут быть управляемые (с затворами на гребне водослива) и автоматические. В первом случае на гребне для опирания затворов устраиваются быки (рис. 4.37, *в, з*). Ширина гребня водослива определяется общими габаритными размерами водослива и типом затворов, если они предусмотрены. При наличии плоского гребня ширина его принимается в пределах

$$3,5H \leq B \leq (0,4-0,5)R,$$

где  $H$  – напор на водосливе;

$R$  – радиус входной воронки водосброса.

Гидравлический расчет шахтного водосброса с кольцевым водосливом выполняется в следующем порядке.

Из формулы пропускной способности поверхностного водослива (4.1), где ширина водосливного фронта в данном случае  $B = 2\pi R$ , определяется радиус воронки кольцевого водослива при отсутствии быков на гребне:

$$R = \frac{Q}{2\pi m \sqrt{2g} H_0^{3/2}},$$

а при наличии быков на гребне

$$R = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{Q}{\varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} + nd \right),$$

где  $Q$  – расход через водосброс;

$\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия, равный в среднем 0,9 (при отсутствии быков  $\varepsilon = 1,0$ );

$m$  – коэффициент расхода, принимаемый для водослива практического профиля 0,46, для водослива с коническим участком – 0,36;

$H_0$  – напор на водосливе с учетом скорости подхода:

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g},$$

где  $H$  – напор на гребне воронки;

$v_0$  – скорость подхода воды к воронке;

$n$  – количество быков;

$d$  – толщина быка.

Сливная грань водослива плавно сопрягается с шахтой. Во избежание разрыва сплошности потока диаметр шахты должен быть таким, чтобы было обеспечено напорное течение в шахте. Подтопление гребня с другой стороны недопустимо.

Диаметр отводящего туннеля выбирается из условия обеспечения нормальной работы сооружения как в период его эксплуатации, так и при пропуске строительного расхода. В эксплуатационный период обычно предполагается напорный режим туннеля. В таком случае его диаметр определяется по формуле напорного движения при расчетном расходе и напоре, отсчитываемом от начала цилиндрической шахты.

#### **4.6. Водовыпуски и водоспуски**

**Водоспуски** – это гидротехнические сооружения, предназначенные для полного или частичного опорожнения водохранилища с целью трансформации паводка, осмотра и ремонта, промывки наносов и т. д. **Водовыпуски** – это гидротехнические сооружения, предназначенные для полезных попусков воды из водохранилища в нижний бьеф в соответствии с хозяйственными нуждами (санитарные попуски, орошение, водоснабжение и т. д.). Конструктивно эти сооружения не отличаются друг от друга, поэтому на практике функции обоих сооружений, как правило, совмещают в одном. Далее это сооружение будем называть водоспуском.

По расположению в узле водоспуски подразделяются на два типа:

- а) водоспуски в теле грунтовой плотины;
- б) береговые водоспуски вне тела плотины.

К первым относятся **трубчатые**, ко вторым – **туннельные** и **открытые** водоспуски. Наиболее распространенным типом в условиях Беларуси является **трубчатый** водоспуск, представляющий собой уложенную в теле грунтовой плотины трубу, оборудованную затворами или задвижками и устройствами для управления ими. В зависимости от конструкции этих устройств различают башенные и безбашенные водоспуски. На рис. 4.38 представлены примеры конструкций водоспусков.

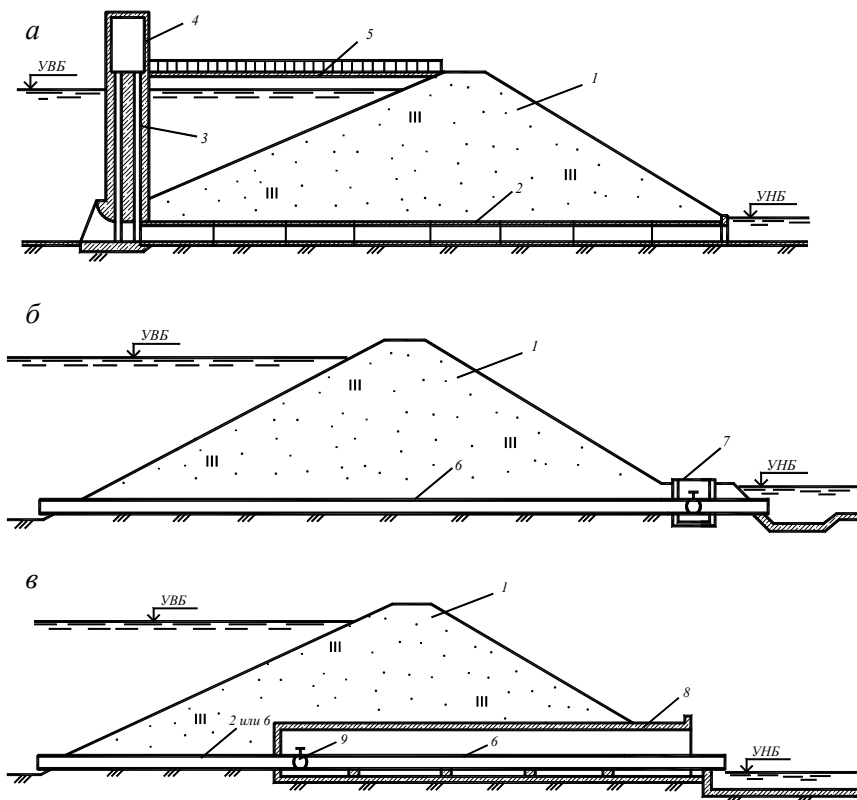


Рис. 4.38. Трубчатые водоспуски:

*а* – башенный; *б* – безбашенный с колодцем в НБ; *в* – безбашенный с галереей:

*1* – грунтовая плотина; *2* – железобетонная труба; *3* – башня; *4* – помещение для управления затворами; *5* – служебный мостик; *6* – металлическая труба;

*7* – колодец с задвижкой; *8* – галерея; *9* – задвижка

Применяемые в водоспусках трубы могут быть железобетонными или металлическими. Металлические трубопроводы могут укладываться в теле грунтовой плотины или в железобетонных галереях. В теле плотины они укладываются на специально подготовленный бетонный фундамент или бетонные опоры. Укладку металлического трубопровода в основании или в теле бетонной плотины в редких случаях допускается осуществлять в небольших сооружениях и с весьма тщательным уплотнением засыпки вокруг труб. Размеры га-

лерей вокруг трубопроводов назначаются из условий размещения в них напорных трубопроводов, задвижек и обеспечения их осмотра и ремонта.

Выходная часть трубчатых водоспусков устраивается как и в трубчатых водосбросах и должна обеспечивать гашение избыточной энергии выпускаемого в нижний бьеф потока.

**Гидравлический расчет водоспуска** заключается в определении времени опорожнения водохранилища при заданных размерах поперечного сечения трубы. Расчет выполняется следующим образом (рис. 4.39). Весь объем водохранилища, подлежащий сбросу (сливной объем), делится на отдельные расчетные слои толщиной  $\Delta H_i = 0,5-0,1$  м. Для каждого слоя определяются площадь зеркала водохранилища  $\Omega_i$  и соответствующий ему напор  $H_i$ .

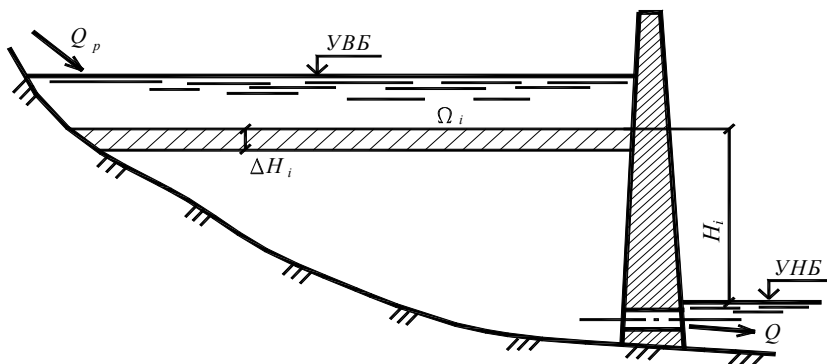


Рис. 4.39. К расчету опорожнения водохранилища через водоспуск

Время опорожнения водохранилища определяется по формуле

$$T = \frac{\Delta H}{2\mu\omega\sqrt{2g}} \sum_{i=1}^n \frac{\Omega_i}{\sqrt{H_i - \sqrt{H_p}}},$$

где  $H_p$  – напор, определяемый по формуле

$$H_p = \frac{Q_p^2}{2g\mu^2\omega^2}.$$

Здесь  $Q_p$  – расход водотока (реки);  
 $\mu$  – коэффициент расхода водоспуска, определяемый по формуле (4.18);  
 $\omega$  – площадь сечения водоспуска.

**Гидравлический расчет водовыпуска** заключается в определении размеров поперечного сечения трубы, обеспечивающих поступление в нижний бьеф требуемого расхода. Расчетный расход водовыпуска определяется величиной полезных попусков воды из водохранилища в нижний бьеф в соответствии с хозяйственными нуждами и устанавливается по графикам водоподачи потребителям. Расчет выполняется по формуле (4.17) на случай минимальной эксплуатационной отметки уровня верхнего бьефа, обычно совпадающей с уровнем мертвого объема водохранилища. Уровень нижнего бьефа определяется по графику  $Q = f(\text{УНБ})$ . Порядок расчета может быть следующим. Задаются формой и размерами поперечного сечения трубы и по формуле (4.17) находят ее пропускную способность. Подбираются такие размеры, чтобы пропускная способность трубы соответствовала требуемому расходу.

Если водовыпуск или водоспуск используются для пропуска строительных расходов, их размеры назначаются из условия пропуска этих расходов. В отдельных случаях за расчетный расход может быть принята часть паводкового расхода, пропускаемая через водовыпуск или водоспуск.

## 5. МЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ

### 5.1. Состав механического оборудования

*Механическое оборудование гидротехнических сооружений* – это комплекс устройств и приспособлений, предназначенных для выполнения сооружением технологических задач. В состав механического оборудования входят следующие устройства и приспособления:

*затворы* – это подвижные конструкции для перекрытия водосливных отверстий и регулирования расходов, уровней, перепадов уровней, объемов воды в бьефах сооружений;

*закладные части* – это конструкции, заделанные в тело сооружения и предназначенные для направления движения затворов и решеток и фиксации их положения, монтажа отдельных устройств; для обогрева сооружений и защиты кромок и поверхности бетона от разрушения;

*опорно-ходовые части* – это устройства для передачи давления от затворов на закладные части и через них – на сооружение;

*сороудерживающие решетки;*

*подъемно-транспортные механизмы и захватные балки* для подъема и транспортирования затворов и решеток, монтажа и демонтажа оборудования;

*очистные устройства* для очистки сороудерживающих решеток.

К механическому оборудованию также можно отнести служебные мосты, подкрановые балки, эстакады.

### 5.2. Затворы

По эксплуатационному назначению и условиям работы затворы делятся на основные, аварийные, ремонтные, строительные. *Основные затворы* предназначены для выполнения технологических задач в эксплуатационный период. *Аварийные затворы* служат для перекрытия отверстий в случае аварии. *Ремонтные затворы* предназначены для перекрытия отверстий при ремонте основных затворов или оборудования. Часто функции аварийного и ремонтного затворов совмещаются в одном, который в таком случае называется *аварийно-ремонтным*. *Строительные затворы* служат для перекрытия отверстий в период пропуска строительных расходов.



По местоположению перекрываемого отверстия относительно уровня воды в бьефе затворы делятся на *поверхностные* и *глубинные*. По конструктивным признакам затворы бывают *плоские, сегментные, секторные, вальцовые, крышевидные, клапанные* и др. Наиболее часто применяемыми поверхностными затворами являются *плоские* и *сегментные*.

*Плоский металлический затвор* (рис. 5.1, а) – наиболее распространенный тип затворов, представляющий собой металлический каркас из ригелей и балочной клетки, к которому со стороны верхнего бьефа приварена обшивка из стального листа толщиной не менее 6 мм, воспринимающая нагрузку от давления воды. Плоский затвор перемещается в пазах быков и устоев и через пазы передает нагрузку от давления воды на сооружение.

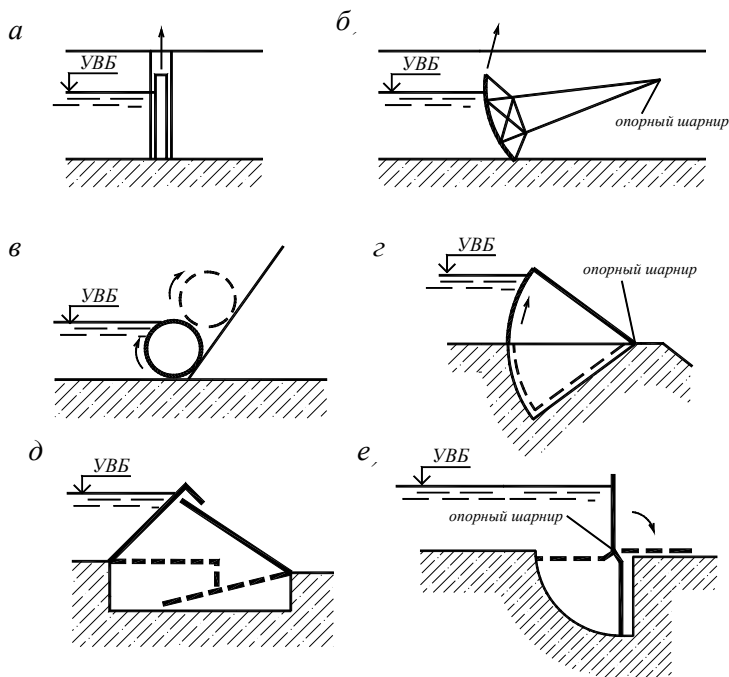


Рис. 5.1. Поверхностные затворы:  
 а – плоский; б – сегментный; в – вальцовый; г – секторный;  
 д – крышевидный; е – клапанный

*Сегментный затвор* (см. рис. 5.1, б) отличается от плоского формой каркаса, а также тем, что для него не требуется устройство пазов. Он передает нагрузку от давления воды через ноги на опорные шарниры в быках и устоях.

Все другие типы поверхностных затворов относятся к редко применяемым. Некоторые из них (секторный, вальцовый, крышевидный, клапанный) представлены на рис. 5.1.

*Секторный затвор* имеет поперечное сечение в виде сектора, вращающегося вокруг горизонтальной оси. На рис. 5.1, г представлен опускающийся секторный затвор, ось вращения которого расположена на пороге водослива. Затвор имеет обшивку цилиндрической и как минимум одной радиальной поверхности. *Вальцовый затвор* (рис. 5.1, в) представляет собой горизонтальный полый цилиндр. Подъем и опускание цилиндра производятся перекачиванием по наклонным зубчатым рейкам, установленным в пазах быков и устоев. *Крышевидный затвор* состоит из двух полотнищ, которые в поднятом состоянии перекрывают водосливное отверстие, а в опущенном – открывают его (см. рис. 5.1, д). *Клапанный затвор* состоит из одного полотнища, поворачивающегося по горизонтальной оси (рис. 5.1, е).

Затвор опирается в пазах через опорно-ходовые части, которые могут быть скользящими (рис. 5.2, а) или колесными (рис. 5.2, б, в). Опоры скользящего типа могут выполняться с опорной частью из дерева, металла, древесно-слоистого пластика, маслянита (пластмасса на основе полиамида с добавлением графита). Колесные опоры представляют собой колеса или тележки, через которые затвор опирается на бык.

*Глубинный затвор* (рис. 5.3) по сравнению с поверхностным испытывает большие нагрузки на единицу площади, работает в потоке более высоких скоростей, требует уплотнений повышенной надежности, механизмов большей грузоподъемности, менее доступен для осмотра и ремонта. Глубинные затворы могут располагаться на входе в водовод, на выходе из него и внутри. Целесообразность той или иной компоновки рассматривается отдельно для каждого конкретного случая и зависит от ряда факторов.

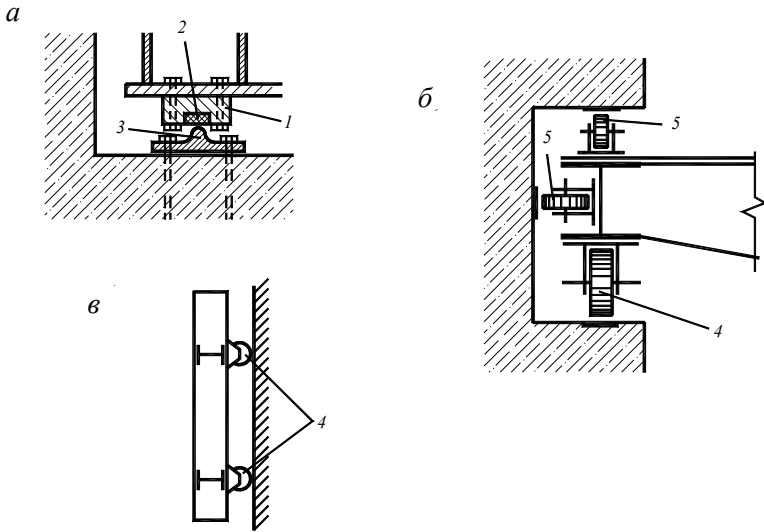


Рис. 5.2. Опоры плоских затворов:

*a* – скользящая; *б* – колесная; *в* – схема расположения колес плоских затворов:  
 1 – подушка; 2 – вкладыш из древесно-слоистого пластика; 3 – рельс;  
 4 – колесная опора; 5 – направляющие ролики

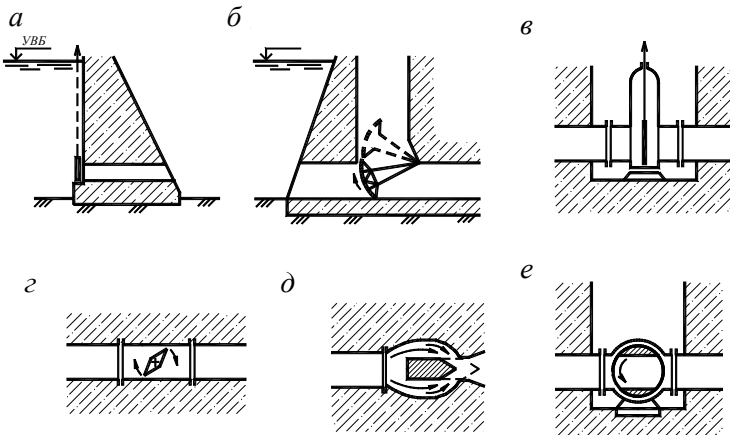


Рис. 5.3. Глубинные затворы:

*a* – плоский; *б* – сегментный; *в* – плоская задвижка; *г* – дисковый (дрессельный);  
*д* – игольчатый; *е* – поворотный шаровой

По контуру затвора во избежание протечек воды устанавливаются противофильтрационные уплотнения, которые бывают донные и боковые. Схемы некоторых конструкций уплотнений представлены на рис. 5.4.

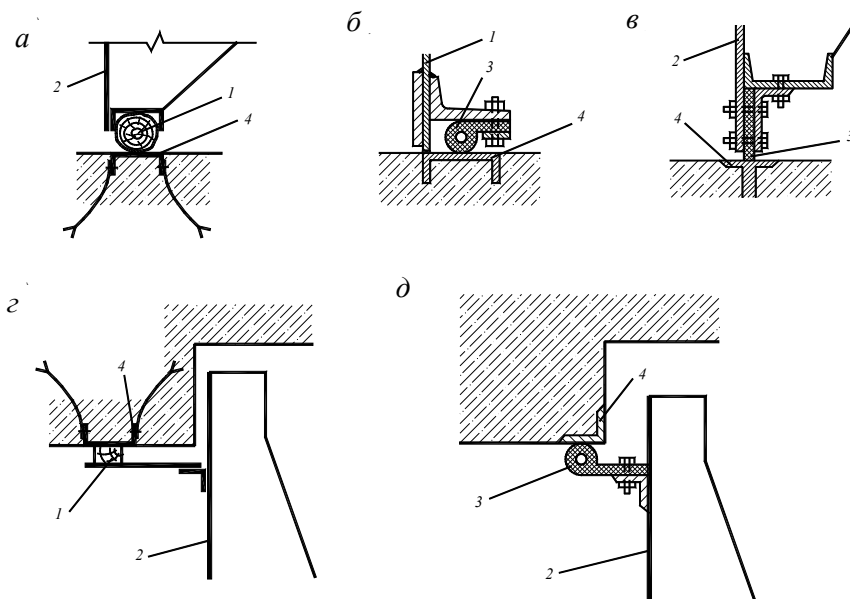


Рис. 5.4. Уплотнения затворов:  
а, б, в, – донные; г, д – боковые:

1 – деревянный брус; 2 – обшивка; 3 – резиновые элементы; 4 – закладные части

## 6. КАНАЛЫ И СООРУЖЕНИЯ НА НИХ

### 6.1. Поперечное сечение каналов и их гидравлический расчет

**Канал** – это водопроводящее сооружение, представляющее собой искусственный открытый водовод правильной формы в земляной выемке или насыпи.

**По назначению** каналы могут быть *энергетическими, водопроводными, ирригационными, судоходными, лесосплавными, обводнительными, осушительными, рыбоводными* и *комплексного назначения*.

**По способу подачи воды** каналы делятся на *самотечные* и *машинные*. В самотечных каналах вода движется по трассе под действием силы тяжести. В машинных каналах по трассе устраиваются насосные станции, осуществляющие подъем воды на нужные отметки.

Поперечное сечение канала может иметь следующие формы (рис. 6.1): трапецидальную, полигональную, прямоугольную, параболическую, полукруглую и другие более сложные формы. Наиболее распространенными формами по производственным условиям и условиям устойчивости откосов являются трапецидальная и полигональная. Последняя часто используется на крупных, например судоходных, каналах.

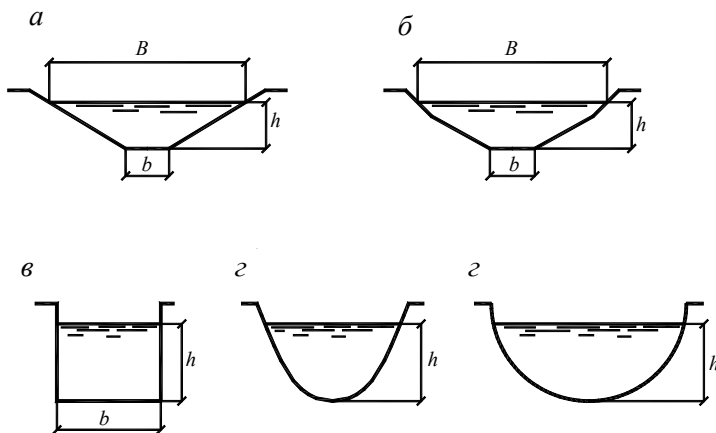


Рис. 6.1. Формы живого сечения каналов:  
а – трапецидальная; б – полигональная; в – прямоугольная;  
з – параболическая; д – полукруглая

Гидравлические расчеты канала производятся в предположении равномерного движения в нем потока. При необходимости выполняются поверочные расчеты на неравномерные режимы. Такие расчеты приведены в специальной литературе.

Основным уравнением для расчета канала при равномерном движении воды является уравнение Шези:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}, \quad (6.1)$$

где  $Q$  – расход воды в канале;

$\omega$  – площадь живого сечения;

$C$  – коэффициент Шези, определяемый по формуле

$$C = \frac{1}{n} R^y,$$

здесь  $n$  – коэффициент шероховатости;

$y$  – показатель степени, который для ориентировочных расчетов может быть принят равным 1/5–1/6;

$R$  – гидравлический радиус;

$$R = \omega / \chi;$$

$\chi$  – смоченный периметр;

$i$  – уклон дна канала.

Отсюда средняя скорость течения

$$v = C \sqrt{Ri}. \quad (6.2)$$

В практике гидротехнического строительства чаще всего сооружают каналы с трапецидальной формой поперечного сечения (см. рис. 6.1, *a*). Площадь поперечного сечения такого канала

$$\omega = (b + mh)h.$$

Длина смоченного периметра

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2},$$

где  $b$  – ширина канала по дну;

$h$  – глубина воды в канале;

$m$  – коэффициент заложения откоса.

При гидравлическом расчете каналов встречаются следующие основные задачи.

1. При заданных размерах поперечного сечения канала, коэффициенте шероховатости и уклоне дна требуется определить пропускную способность канала (расход  $Q$ ) и среднюю скорость потока  $v$ . Вычисляются площадь живого сечения  $\omega$ , гидравлический радиус  $R$ , коэффициент  $C$  и по формулам (6.1), (6.2) – расход и скорость.

2. По заданному расходу  $Q$ , размерам канала и коэффициенту шероховатости  $n$  требуется определить уклон  $i$ . Из формулы (6.1) требуемая величина уклона

$$i = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}.$$

Если требуется найти уклон канала по значению неразмывающей  $v_{нр}$  или незаилающей  $v_{нз}$  скорости, то из формулы (6.2)

$$i = \frac{v^2}{C^2 R}. \quad (6.3)$$

В формулу (6.3) вместо  $v$  подставляется  $v_{нр}$  или  $v_{нз}$ .

4. Требуется рассчитать размеры поперечного сечения канала, то есть глубину  $h$  и ширину  $b$  при известных  $Q$ ,  $i$ ,  $n$ . В проектной практике задачи такого типа встречаются наиболее часто. Расход обычно задается исходя из хозяйственных нужд, а уклон диктуется топографией местности по трассе канала. Так как неизвестными здесь являются  $h$  и  $b$ , то одной из этих величин следует задаваться, а вторую определяют. Расчет ведется графоаналитическим способом.

Например, назначив ширину  $b$ , задаются несколькими значениями глубины  $h$ . Для каждого значения  $h$  определяются  $\omega$ ,  $\chi$ ,  $R$ ,  $C$ ,  $Q$ . Затем строится график  $Q = f(h)$  и по графику для заданного значения расхода определяется требуемая величина  $h$  (рис. 6.2).

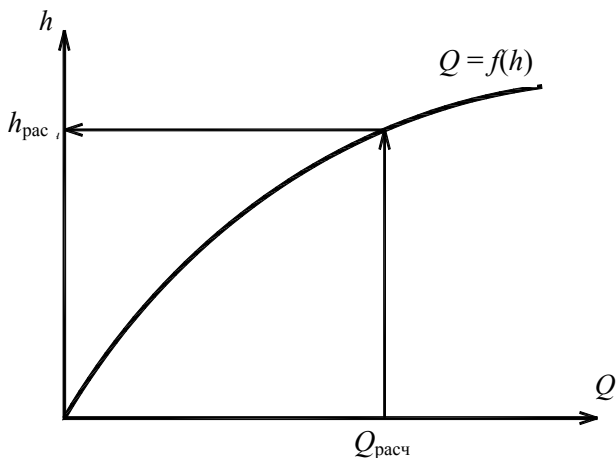


Рис. 6.2. К определению размеров поперечного сечения канала

Канал должен быть запроектирован таким образом, чтобы средняя скорость течения находилась в следующих пределах:

$$v_{\text{нз}} \leq v \leq v_{\text{нр}}, \quad (6.4)$$

где  $v_{\text{нз}}$  – минимально допустимая незаиляющая скорость;

$v_{\text{нр}}$  – предельная неразмывающая скорость.

Поток воды в канале часто несет некоторое количество твердых частиц (наносов), находящихся во взвешенном состоянии. При небольших скоростях эти наносы выпадают в осадок, происходит заиление канала. Минимальная скорость, при которой еще не наблюдается выпадения наносов, называется *незаиляющей скоростью*. При больших скоростях возможен размыв дна и откосов канала. Предельно допустимая скорость, при которой не наблюдается размыв, называется *неразмывающей скоростью*.



Допустимую незаилающую скорость в канале можно определять по формуле И.И. Леви:

$$v_{\text{нз}} = \frac{0,000225w\sqrt{R}}{n\sqrt{d_{\text{ср}}}},$$

где  $w$  – гидравлическая крупность частиц взвешенных наносов среднего диаметра  $d_{\text{ср}}$  (скорость равномерного оседания частиц в спокойной воде);

$n$  – коэффициент шероховатости русла.

*Предельная неразмывающая скорость* – это скорость, при которой не наблюдается размыва русла. Ее можно определять по формуле Е.И. Студеничникова:

$$v_{\text{нр}} = A(hd_{\text{ср}})^{0,25},$$

где  $A = 3,6$  – для грунтов близких к неоднородным;  $A = 4,7$  – для грунтов близких к однородным;

$h$  – глубина воды в канале.

Практически сложно подобрать сечение канала, удовлетворяющее условию (6.4). Поэтому чаще всего проектируются каналы, у которых скорости воды превышают предельные неразмывающие, при этом для защиты канала от размыва предусматриваются крепления, представляющие собой облицовки различных конструкций. По виду материала, из которого они выполняются, облицовки бывают каменные, гравийные, бетонные и железобетонные (монолитные или сборные), асфальтовые, асфальтобетонные. Кроме защиты от размыва и повреждения плавающими предметами и льдом облицовки в ряде случаев являются противофильтрационными покрытиями, уменьшающими фильтрационные потери воды из канала. К таким облицовкам относятся также грунтовые экраны и экраны из полимерных пленок. Облицовки, кроме противофильтрационных, во избежание опасного давления со стороны грунтовых вод при их высоком стоянии и в случае быстрого снижения уровня воды в канале выполняются водопроницаемыми. Под водонепроницаемыми облицовками устраивается дренаж.

## 6.2. Сооружения на каналах

### 6.2.1. Водопроводящие сооружения

**Водопроводящими** называются сооружения, устраиваемые для транспорта воды на участках пересечения каналами различных препятствий (балок, оврагов, водотоков, косогоров и др.). К ним относятся *акведуки, дюкеры, лотки, трубы-ливнепроводы* и др.

**Акведук** – это водовод в виде моста, у которого пролетным строением является лоток, заполненный текущей водой. Акведуки устраиваются при пересечении канала с препятствиями, расположенными на значительно более низких или более высоких по сравнению с ним отметках. В первом случае канал проводят с помощью акведука над препятствием (водотоком или дорогой), во втором по акведуку пропускают ручей или другой канал, проходящий над проектируемым каналом. На рис. 6.3 представлена схема акведука.

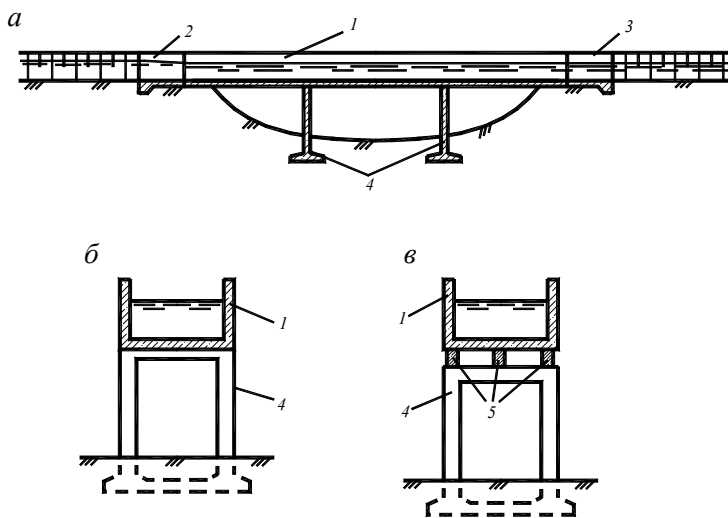


Рис. 6.3. Акведук:

*а* – продольный разрез; *б* – поперечный разрез с несущим нагрузку лотком;

*в* – поперечный разрез с несущими в пролетном строении нагрузку продольными балками:

1 – лоток; 2 – входной оголовок; 3 – выходной оголовок; 4 – опоры;

5 – продольные балки

Различают две конструктивные схемы акведуков:

1) лоток не является несущей конструкцией, а опирается на пролетное рамно-балочное строение или строение арочной конструкции (рис. 6.3, в);

2) стенки и днище лотка являются несущими элементами пролетного строения (рис. 6.3, б).

Конструктивная схема выбирается в зависимости от местных условий на основе технико-экономического сравнения вариантов.

**Дюкеры** – это напорные водоводы, прокладываемые в каналах под преодолеваемым препятствием. Они устраиваются в том случае, когда встречающиеся по трассе канала препятствия (реки, дороги, другие каналы и т. п.) расположены на одном с ним уровне. Схема дюкера представлена на рис. 6.4. Он состоит из входного участка, напорного водовода и выходного участка. Напорный водовод может состоять из нескольких ниток труб.

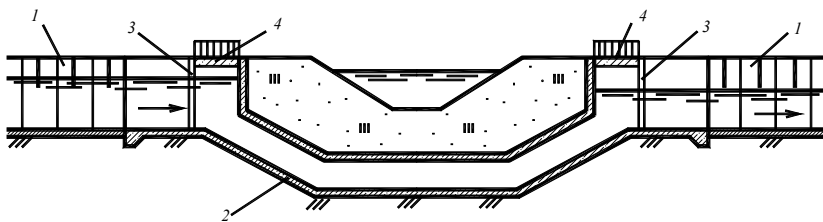


Рис. 6.4. Дюкер:

1 – канал; 2 – труба; 3 – паз для ремонтного затвора; 4 – служебные мосты

**Лотки** – это искусственные русла, устраиваемые на поверхности земли вместо канала на участках со сложным рельефом местности, например на косогорах. Они бывают бетонными, железобетонными, металлическими. На рис. 6.5 представлены некоторые конструктивные схемы железобетонных лотков.

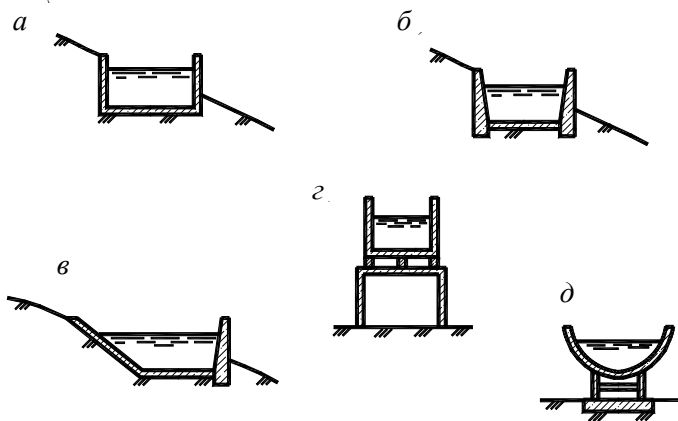


Рис. 6.5. Лотки:

*а* – сборно-блочный; *б* – монолитный; *в* – составного профиля; *г* – на эстакаде; *д* – сборный криволинейного профиля

**Трубы-ливнепроводы** – это трубы под насыпями дорог или под каналами в насыпях. Трубы под дорогами называются *трубы-переезды* (рис. 6.6). Наибольшее распространение имеют трубы из сборного железобетона. Они состоят из входного и выходного оголовков и собственно труб. По числу уложенных труб они могут быть одноочковые и многоочковые. По характеру гидравлических условий работы при пропуске воды трубы могут быть напорными, безнапорными, полунанпорными.

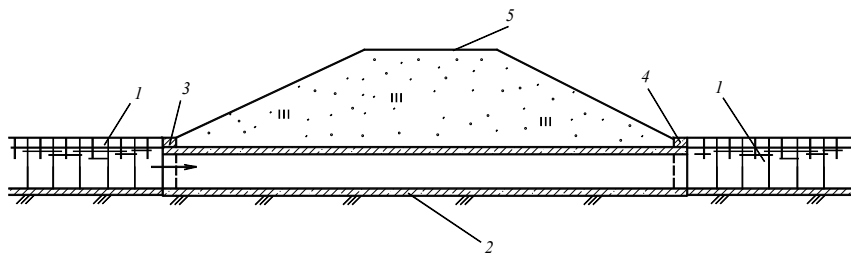


Рис. 6.6. Труба-переезд:

*1* – канал; *2* – труба; *3* – входной оголовок; *4* – выходной оголовок; *5* – дорога

## 6.2.2. Сопрягающие сооружения

Сопрягающие сооружения предназначены для соединения участков каналов, расположенных на разных отметках в местах падения рельефа местности. По условиям движения потока эти сооружения подразделяются на две основные группы:

1) сооружения, в которых вода движется без отрыва от их жестких границ (*быстротоки, трубчатые перепады*);

2) сооружения, в которых вода часть пути движется по сооружению, а часть – в отрыве от него (*консольные и ступенчатые перепады*).

Быстротоки, ступенчатые и консольные перепады по гидравлическим и конструктивным признакам обычно не отличаются от быстротоков и перепадов береговых водосбросов (см. рис. 4.24, 4.26, 4.27). Эти сооружения являются безнапорными. При очень крутых склонах могут применяться напорные перепады – трубчатый (рис. 6.7) или шахтный (рис. 6.8).

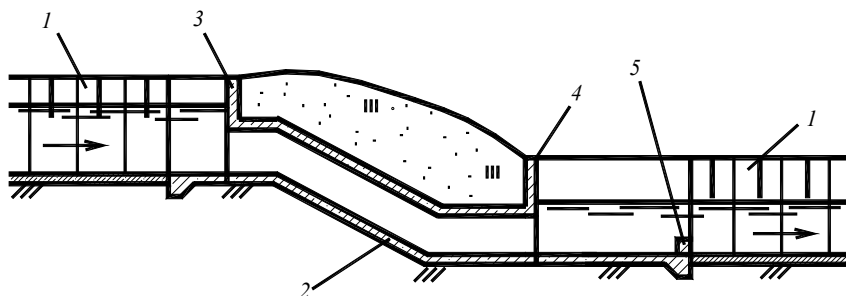


Рис. 6.7. Трубчатый перепад:

1 – канал; 2 – труба; 3 – входной оголовок; 4 – выходной оголовок;  
5 – водобойная стенка

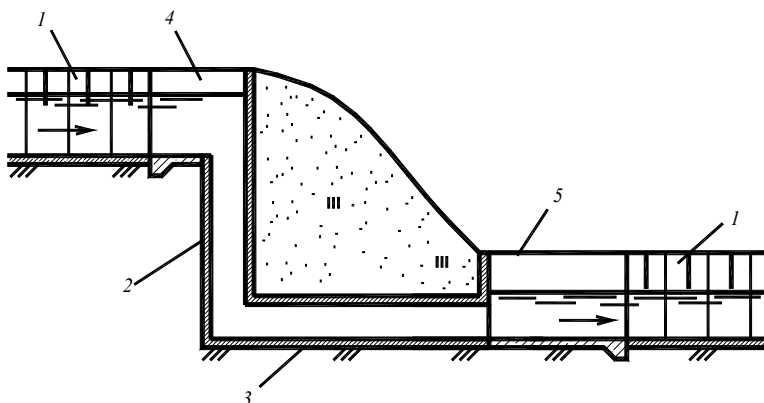


Рис. 6.8. Шахтный перепад:  
 1 – канал; 2 – шахта; 3 – горизонтальная труба; 4 – входной оголовок;  
 5 – выходной оголовок

### 6.2.3. Регулирующие сооружения

Регулирующими называются сооружения, предназначенные для регулирования уровней и расходов воды в каналах, аварийных сбросов, опорожнения каналов. Действие регулирующих сооружений осуществляется с помощью затворов. Наиболее широкое распространение получили открытые регулирующие сооружения (шлюзы-регуляторы) и закрытые трубчатые регуляторы (трубы-регуляторы). На рис. 6.9 и 6.10 представлены конструктивные схемы этих сооружений.

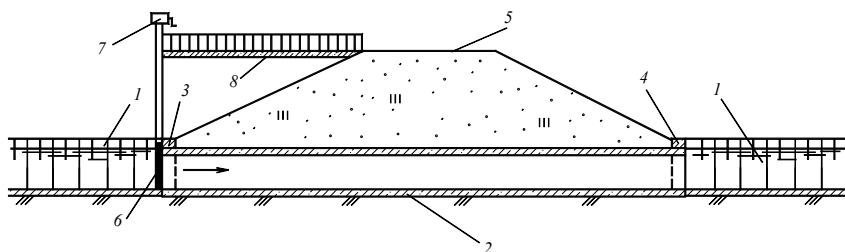


Рис. 6.9. Труба-регулятор:  
 1 – канал; 2 – труба; 3 – входной оголовок; 4 – выходной оголовок; 5 – дорога;  
 6 – затвор; 7 – подъемник; 8 – служебный мост

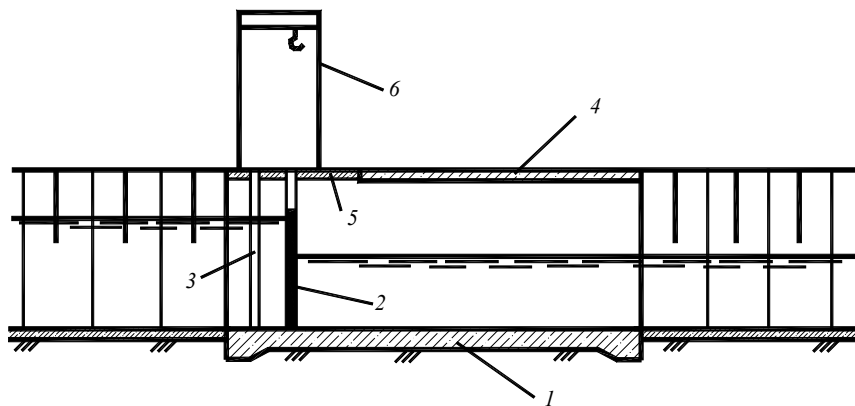


Рис. 6.10. Шлюз-регулятор:

1 – порог; 2 – затвор; 3 – пазы ремонтных затворов; 4 – мост; 5 – служебные мосты;  
6 – подъемное устройство

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Богославчик, П.М. Гидротехнические сооружения: курс лекций для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» высших учебных заведений / П.М. Богославчик. – Минск: БНТУ, 2008. – 214 с.
2. Богославчик, П.М. Проектирование и расчеты гидротехнических сооружений: учебное пособие для вузов / П.М. Богославчик, Г.Г. Круглов. – Минск : БНТУ, 2001. – 363 с.
3. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: справочное пособие. – М.: Энергоатомиздат, 1988. – 624 с.
4. Гидротехнические сооружения комплексных гидроузлов: учебное пособие / П.М. Богославчик [и др.]; под ред. Г.Г. Круглова. – Минск: БНТУ, 2006. – 585 с.
5. Гидротехнические сооружения: в 2 ч. / под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: Стройиздат, 1996. – Ч. 1. – 446 с.
6. Гидротехнические сооружения: в 2 ч. / Под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: Стройиздат, 1996. – Ч. 2. – 334 с.
7. Гидротехнические сооружения / под ред. Н.П. Розанова. – М.: Агропромиздат, 1985. – 432 с.
8. Гидротехнические сооружения: справочник проектировщика / под ред. В.П. Недриги. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
9. Гольдин, А.Л. Проектирование грунтовых плотин: учебное пособие для вузов / А.Л. Гольдин, Л.Н. Рассказов; под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
10. Кириенко, И.И. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчет: учебное пособие / И.И. Кириенко, Ю.А. Химерик. – Киев: Вища школа, 1987. – 253 с.
11. Розанов, Н.Н. Плотины из грунтовых материалов / Н.Н. Розанов. – М.: Стройиздат, 1983. – 296 с.
12. Автомобильные дороги. Нормы проектирования: ТКП 45-3.03-19-2006 (02520). – Минск: М-во архитектуры, 2006. – 48 с.
13. Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.03-232-2011 (02250). – Минск: М-во архитектуры, 2011. – 304 с.
14. Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.04-169-2011 (02250). – Минск: М-во архитектуры, 2011. – 74 с.



15. Гидротехнические сооружения. Правила определения нагрузок и воздействий (волновых, ледовых и от судов): ТКП 45-3.04-170–2009 (02250). – Минск: М-во архитектуры, 2011. – 74 с.
16. Плотины из грунтовых материалов. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.04-150–2009 (02250). – Минск: М-во архитектуры, 2010. – 54 с.
17. Плотины бетонные и железобетонные. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.04-271–2012 (02250). – Минск: М-во архитектуры, 2013. – 30 с.
18. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений: СНиП 2.06.08–87. – М.: Стройиздат, 1988. – 29 с.
19. Справочник по гидравлическим расчетам / под ред. П.Г. Киселева. – М.: Энергия, 1975. – 309 с.
20. Чугаев, Г.Г. Подземный контур гидротехнических сооружений / Г.Г. Чугаев. – Л.: Энергия, 1974. – 237 с.
21. Чугаев, Р.Р. Гидротехнические сооружения: в 2 ч. / Р.Р. Чугаев. – 2-е изд. – М.: Агропромиздат, 1985. – Ч. 1: Глухие плотины. – 318 с.
22. Чугаев, Р.Р. Гидротехнические сооружения: в 2 ч. / Р.Р. Чугаев. – 2-е изд. – М.: Агропромиздат, 1985. – Ч. 2: Водосливные плотины. – 303 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### ПРИЛОЖЕНИЕ 1

#### Осредненные значения физико-механических характеристик грунтов

Грунт	Плотность частиц грунта, г/см <sup>3</sup>	Пористость $n$	Удельное сцепление $c$ , кПа		Угол внутреннего трения грунта $\varphi$ , °		Коэффициент фильтрации $k_f$ , м/с
			естественной влажности	насыщенного водой	естественной влажности	насыщенного водой	
Глина	2,71–2,76	0,35–0,50	57–32	35–20	18–11	16–12	$10^{-9}$
Суглинок	2,69–2,73	0,35–0,45	39–15	30–15	24–17	20–15	$10^{-9}$ – $10^{-7}$
Супесь	2,69–2,73	0,30–0,45	15–8	5–3	30–27	23–20	$10^{-8}$ – $10^{-5}$
Песок: пылеватый	2,70	0,38–0,44	8–6	6–2	36–26	30–24	$10^{-7}$ – $10^{-5}$
мелкий	2,66	0,38–0,43	6–2	4–2	38–28	32–27	$10^{-6}$ – $10^{-4}$
средний	2,66	0,35–0,41	3–1	2–1	40–35	37–34	$10^{-5}$ – $10^{-4}$
Крупный и гравелистый	2,65	0,35–0,41	2–1	1	43–38	38–35	$10^{-4}$ – $10^{-3}$

### ПРИЛОЖЕНИЕ 2

#### Определение параметров волны

Высота волны обеспеченностью 1 % определяется по зависимости

$$h_{1\%} = \bar{h} K_{1\%},$$

где  $K_{1\%}$  – коэффициент, определяемый по графику, рис. П 2.1;

$\bar{h}$  – средняя высота волны, определяемая для глубоководной зоны, которая чаще всего имеет место в верхнем бьефе земляных плотин, по верхней, огибающей кривой графика рис. П2.2 в зависимости от безразмерных величин  $\frac{gt}{V_{\omega}}$  и  $\frac{gL}{V_{\omega}^2}$ . Здесь  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>;

$V_{\omega}$  – скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью земли, м/с;

$L$  – длина разгона волны, м;  $t$  – непрерывная продолжительность действия ветра, при отсутствии сведений о которой допускается принимать для водохранилищ и озер  $t = 6$  ч (в формулы подставляется в секундах).

По этим двум значениям находятся два значения  $\frac{gh}{V_{\omega}^2}$  и  $\frac{gT}{V_{\omega}}$ , из

которых выбираются меньшие и по ним определяются:

- средняя высота волны  $\bar{h}$ , м;
- средний период волны  $\bar{T}$ , с.

Средняя длина волны вычисляется по формуле

$$\bar{\lambda} = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi}, \text{ м.}$$

Вычислив  $\bar{\lambda}$ , необходимо проверить, выполняется ли условие  $d > 0,5\bar{\lambda}$ , то есть действительно ли в данном случае имеет место глубоководная зона. Если условие не соблюдается и имеет место мелководная зона ( $0,5\bar{\lambda} \geq d \geq d_{cr}$ , где  $d_{cr}$  – критическая глубина воды, при которой происходит первое обрушение волны), параметры волны определяются согласно [20].

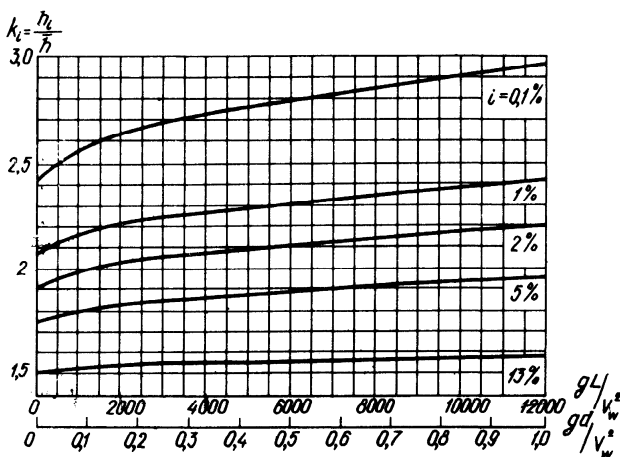


Рис. П 2.1. Графики значений коэффициента  $k_i$

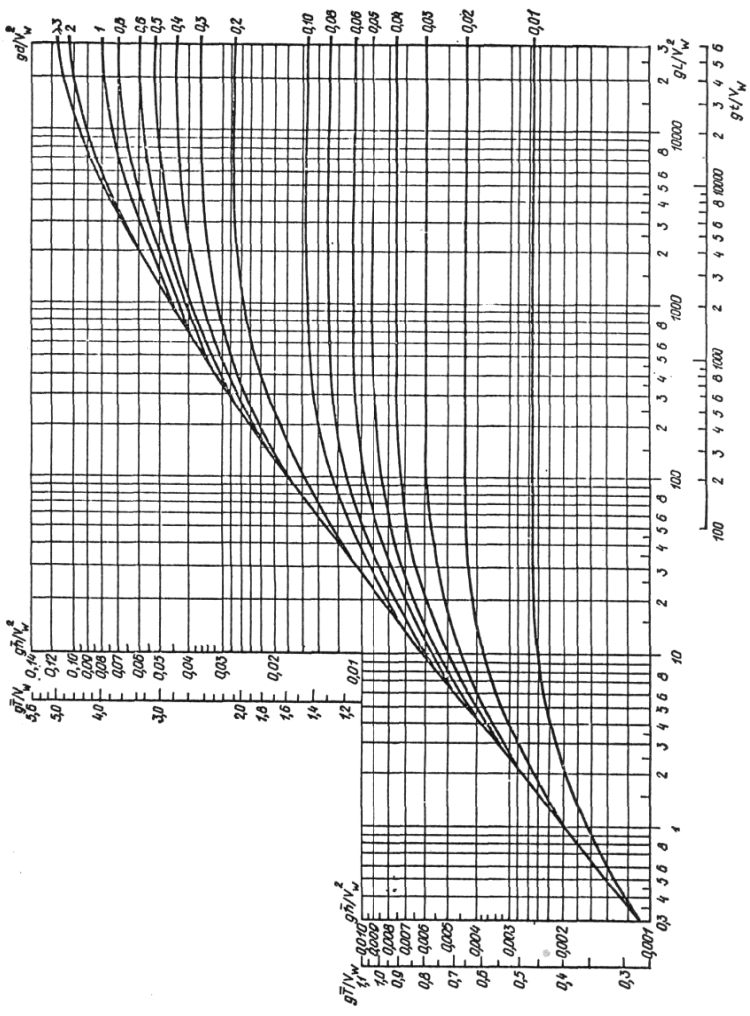


Рис. П 2.2. Графики для определения элементов ветровых волн в глубоководной и мелководной зонах

## ПРИЛОЖЕНИЕ 3

### Коэффициенты к расчету высоты наката волны

Т а б л и ц а П 3.1

Значения коэффициентов  $K_r$  и  $K_p$

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость $r/h_1\%$	$K_r$	$K_p$
Бетонные (железобетонные) плиты	–	1,0	0,90
Гравийно-галечниковое, каменное или крепление бетонными (железобетонными) блоками	Менее 0,002	1,0	0,90
	0,005–0,01	0,95	0,85
	0,02	0,90	0,80
	0,05	0,80	0,70
	0,1	0,75	0,60
	Более 0,2	0,70	0,50

Размер шероховатости  $r$ , м, следует принимать равным среднему диаметру зерен материала крепления откоса или среднему размеру бетонных блоков.

Т а б л и ц а П 3.2

Значения коэффициента  $K_{sp}$

Заложение верхового откоса плотины $m_1$		1–2	3–5	Более 5
Коэффициент $K_{sp}$ при скорости ветра $V_{\omega}$ , м/с	От 10 до 20 включительно	1,4	1,5	1,6
	20–30 включительно	1,1	1,1	1,2
	До 5 включительно	1,0	0,8	0,6

При глубине воды перед плотиной  $d < 2 h_1\%$  коэффициент  $K_{\text{гун}}$  необходимо определять по рис. П 3.1 для значений пологости волны, указанной в скобках.

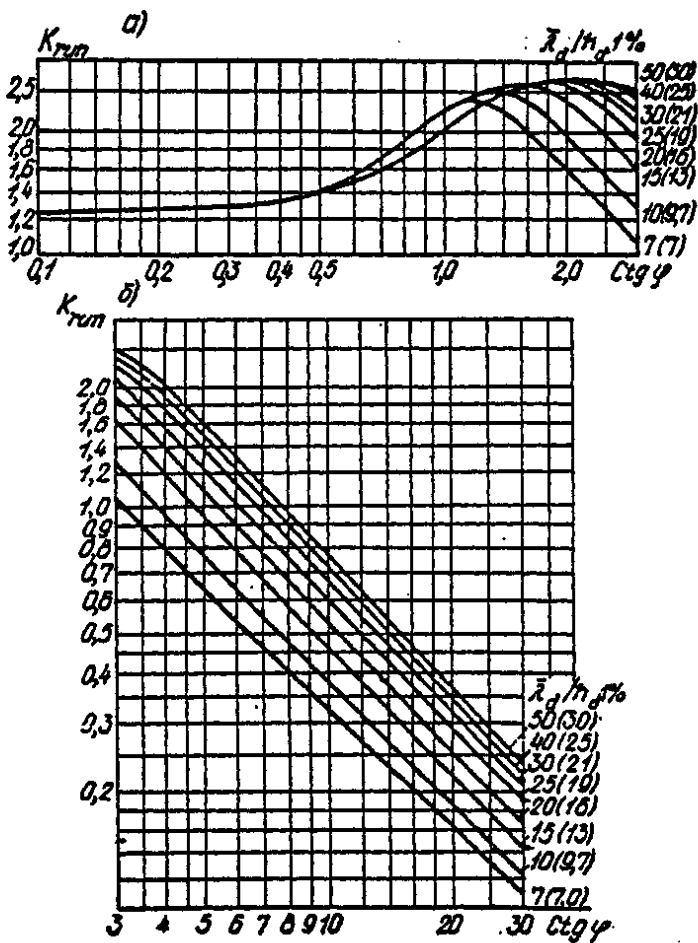


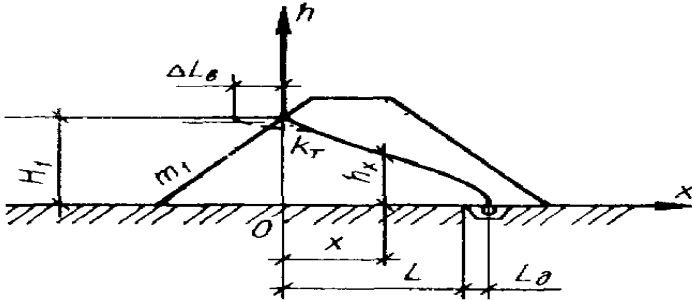
Рис. П 3.1 График значений коэффициента  $K_{run}$ :

$\bar{\lambda}$  – средняя длина волны, м;  $h_{1\%}$  – высота волны 1%-й обеспеченности, м;  
 $\varphi$  – угол наклона верхового откоса к горизонту, град.

Фильтрационные расчеты грунтовых плотин

Плотины однородные на водонепроницаемом основании

1. С трубчатым дренажем



$$\frac{q}{k_m} = \frac{H_1^2}{2L_p},$$

где

$$L_p = L + \Delta L_B; \quad \Delta L_B = \beta_B H_1;$$

$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1} \quad (\text{при } m_1 \geq 2 \quad \beta_B \approx 0,4);$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x + L_d)},$$

где

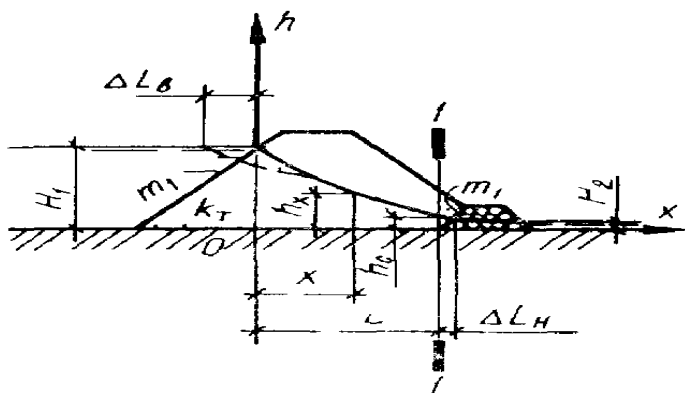
$$L_d = 0,5q/k_T.$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где

$$h_x \geq H_1 - q/k_T.$$

## 2. С дренажным банкетом



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p},$$

где  $L_p = L + \Delta L_b + \Delta L_H$ ;  $\Delta L_b = \beta_b H_1$ ;  $\Delta L_H = m'_1 H_2 / 3$ ;

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x) + h_c^2},$$

где ордината кривой депрессии  $h_c$  в сечении  $l-l$ :

при  $H_2 > 0$   $h_c = \sqrt{H_1^2 - 2(L + \Delta L_b) \cdot q / k_T}$ ,

при  $H_2 = 0$   $h_c = f(m'_1) q / k_T$ .

$f(m'_1)$  принимают в зависимости от  $m'_1$ :

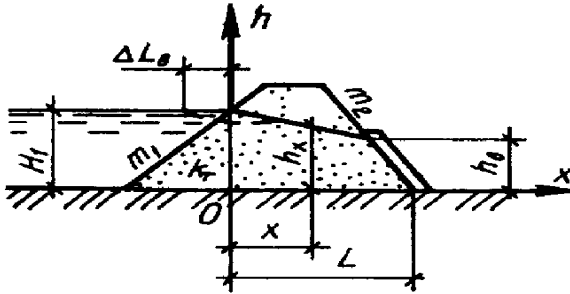
$m'_1$	0	0,5	1	2	свыше 2
$f(m'_1)$	0,74	0,86	0,94	0,98	1

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где  $h_x \geq H_1 - q / k_T$ .



3. С наклонным дренажем  
(вода в нижнем бьефе отсутствует)



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2}{L_p + \sqrt{L_p^2 - m_2^2 h_B^2}},$$

где

$$L_p = L + \Delta L_B; \quad \Delta L_B = \beta_B H_1;$$

$$h_B = f(m_2)q/k_T;$$

где

$$f(m_2) = 0,5 + m_2 \quad \text{при } m_2 \geq 1;$$

$$f(m_2) = 0,7 + 0,8m_2 \quad \text{при } m_2 < 1;$$

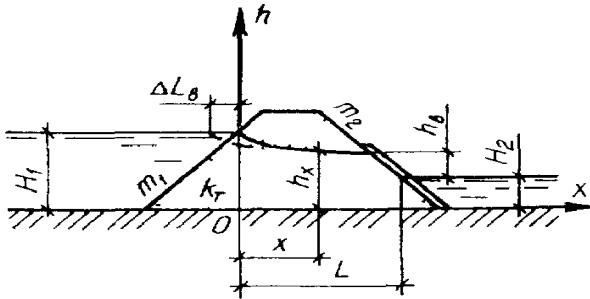
$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - m_2 h_B) + h_B^2}.$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где

$$h_x \geq H_1 - q/k_T.$$

**4. С наклонным дренажем  
(при наличии воды в нижнем бьефе)**



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p},$$

где

$$L_p = L + \Delta L_\beta; \quad \Delta L_\beta = \beta_B H_1;$$

$$h_B = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_2}{2f(m_2)} H_2 \frac{q}{k_T}},$$

где

$$a = 0,5 f(m_2) \frac{q}{k_T} - 0,5 \left\{ 1 + \frac{m_2}{2[f(m_2)]^2} \right\} H_2;$$

$f(m_2)$  принимают по схеме 3

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - m_2 h_B) + \frac{k_T}{(H_2 + h_B)^2}}.$$

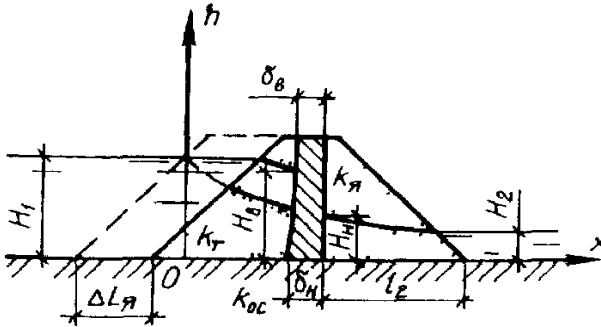
Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где

$$h_x \geq H_1 - q/k_T.$$

## Плотины неоднородные на малопроницаемом основании

### 5. С ядром



По способу виртуальных длин плотину приводят к однородной, причем

$$\Delta L_{\text{я}} = \frac{k_{\text{т}}}{k'_{\text{я}}} \delta_{\text{ср.я}},$$

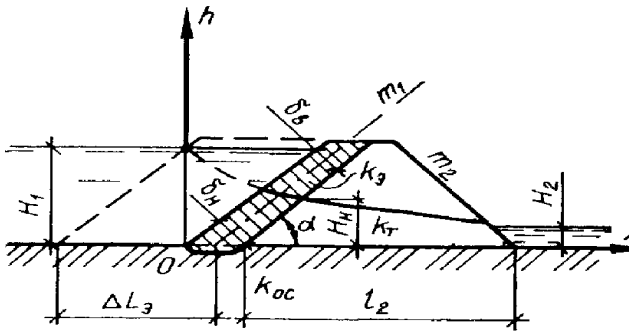
где

$$k'_{\text{я}} = k_{\text{я}} + \frac{2k_{\text{ос}}\delta_{\text{ср.я}}}{\pi(H_{\text{в}} + H_{\text{н}})} \cdot \operatorname{arch}\left(\frac{2l_2}{\delta_{\text{н}}}\right);$$

$$\delta_{\text{ср.я}} = \frac{\delta_{\text{в}} + \delta_{\text{н}}}{2}.$$

В первом приближении принимают  $H_{\text{в}} = H_1$ ,  $H_{\text{н}} = H_2$ , затем их уточняют расчетом.

## 6. С экраном



По способу виртуальных длин плотину приводят к однородной, причем

$$\Delta L_3 = \delta_{\text{ср.э}} \frac{k_T}{k'_3} \cdot \sin \alpha ,$$

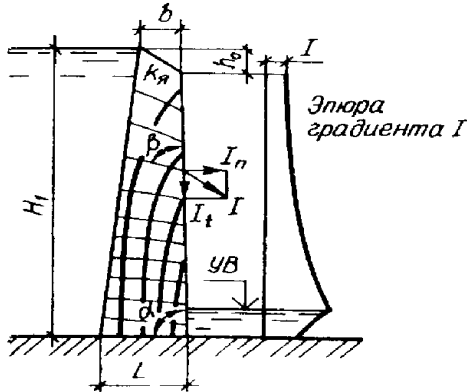
где

$$k'_3 = k_3 + \frac{2k_{\text{oc}}\delta_{\text{ср.э}}}{\pi \cdot (H_1 + H_N) \sin \alpha} \cdot \text{arch} \left( \frac{2l_2}{\delta_H} \sin \alpha \right) ;$$

$$\delta_{\text{ср.э}} = \frac{\delta_B + \delta_H}{2} .$$

*Плотины с высоким тонким ядром на водонепроницаемом основании*

**7. Противофильтрационное ядро**



Понижение кривой депрессии при  $L/H_1 < 0,5$ :

$$h_0 = 0,65 \frac{b}{1 - \operatorname{tg}(\pi/2 - \alpha)}$$

Градиенты фильтрационного потока при его выходе на низовую поверхность ядра:

$$I_t = \sin \alpha; \quad I_n = \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta;$$

$$I = \sin \alpha / \cos \beta,$$

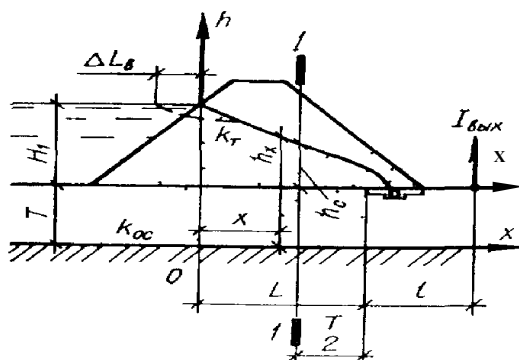
где  $\beta$  берут из гидродинамической сетки, построенной графическим методом;

$$q = k_{\text{я}} \Omega,$$

где  $\Omega$  – площадь эпюры  $I$ .

**Плотины на водопроницаемом основании  
конечной мощности ( $k_{oc} = k_v$ )**

**8. С трубчатым дренажем**



$$\frac{q}{k_r} = \frac{H_1^2}{2L_p} + \frac{H_1 T}{L_p + 0,4T},$$

где  $L_p = L + \Delta L_{в}; \quad \Delta L_{в} = 0,4 (H_1 + T).$

Ординаты кривой депрессии:

– между сечением  $I-I$  и дренажем

$$h_x = \frac{h_c^2}{T} \sqrt{\left[ \left( \frac{T}{h_c} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left( 2 \frac{L-x}{T} \right) + 1};$$

– между сечением  $I-I$  и осью ординат

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_r} \left( L - \frac{T}{2} - x \right) + \frac{k_r}{(T_1 + h_c)^2}} - T; \quad (\text{П4.1})$$

$$I_{\text{ВЫХ}} = \frac{1}{T \sqrt{e^{\pi l(T-1)}}} \cdot \frac{q_{\text{H}}}{k_{\text{OC}}}, \quad (\text{П4.2})$$

где

$$0,01 \leq \frac{l}{T} \leq +\infty;$$

$$\frac{q_{\text{H}}}{k_{\text{OC}}} = \frac{h_{\text{c}} T}{\frac{T}{2} + 0,4T}.$$

$h_{\text{c}}$  вычисляют по зависимости

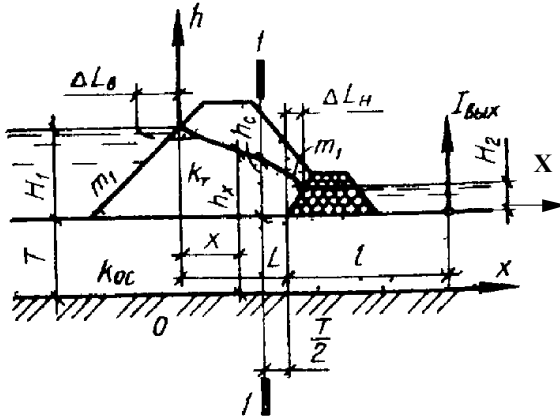
$$h_{\text{c}} = \sqrt{(H_1 + T)^2 - 2 \frac{q}{k_{\text{T}}} \cdot (L_{\text{p}} - \frac{T}{2})} - T. \quad (\text{П4.3})$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где

$$h_x \geq (H_1 + T) - q/k_{\text{T}}.$$

## 9. С дренажным банкетом



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p + \Delta L_H} + \frac{(H_1 - H_2)T}{L_p + 0,4T},$$

где  $L_p = L + \Delta L_B$ ;  $\Delta L_B = 0,4(H_1 + T)$ ;  $\Delta L_H = \frac{m_1' H_2}{3}$ .

Ординаты кривой депрессии:  
– между сечением  $I-I$  и дренажем

$$h_x = \sqrt{h_c^2 \left( h_c^2 - H_c^2 \right) \frac{x - L + \frac{T}{2}}{\frac{T}{2} + \Delta L_H}},$$

где  $h_c$  вычисляют по формуле (П4.3);

– между сечением  $I-I$  и осью ординат – см. формулу (П4.1),  $I_{\text{вых}}$  определяется по формуле (П4.2) подстановкой в нее



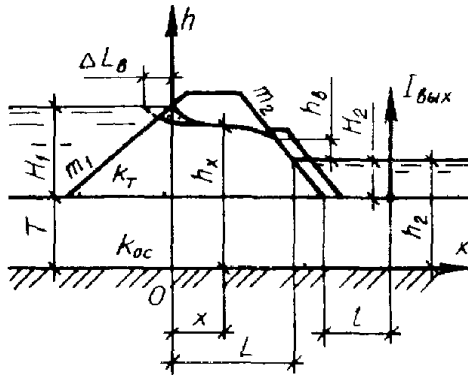
$$\frac{q_H}{k_{oc}} = \frac{h_c - H_2}{\frac{T}{2} + 0,4T} \cdot T,$$

где  $h_c$  вычисляют по формуле (П4.3).

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где 
$$h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T.$$

### 10. С наклонным дренажем



Значения  $q$  и  $h_c$  определяют подбором из уравнений:

$$\frac{q}{k_T} = \frac{(H_1 + T)^2 - (H_2 + T + h_B)^2}{2(L_p - m_2 h_B)},$$

$$\frac{q}{k_T} = \frac{h_B}{0,5 + m_2} \left( 1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_B} \right) + \frac{h_B T}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4T},$$

где 
$$L_p = L + \Delta L_B; \quad \alpha_T = \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)^2};$$

$$\Delta L_B = 0,4 (H_1 + T);$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 h_B - x) + (h_B + H_2 + T)^2}.$$

$I_{\text{вых}}$  определяется по формуле (П4.2) подстановкой в нее

$$\frac{q_H}{k_{oc}} = \frac{h_B}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4T}.$$

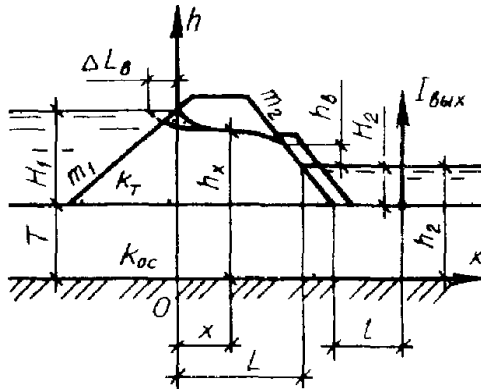
Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где

$$h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T.$$

### **Плотины на водопроницаемом основании конечной мощности ( $k_T < k_{op}$ )**

#### **11. С трубчатым дренажем**



$$q = k_T \cdot \frac{H_1^2}{2L_p} + k_{oc} T \cdot \frac{H_1 T}{L_p + 0,4T},$$

где  $L_p = L + \Delta L_B$ ;  $\Delta L_B = \frac{\sigma \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\sigma + \alpha_1}$ ;

$$\sigma = \sqrt{\frac{k_{oc}}{k_T}}; \quad \alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1; \quad \alpha_2 = \frac{m_1 H_1}{2m_1 + 1};$$

$$\alpha_3 = m_1 H_1 + 0,4T.$$

Ординаты кривой депрессии:

– между сечением  $I-I$  и дренажем

$$h_x = \frac{h_c}{T} \sqrt{\left[ \left( \frac{T}{h_c} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left( 2 \frac{L-x}{T} \right) + 1}; \quad (П4.4)$$

– между сечением  $I-I$  и осью ординат

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} \left( L - \frac{T}{2} - x \right) + \left( h_c + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_T} T.$$

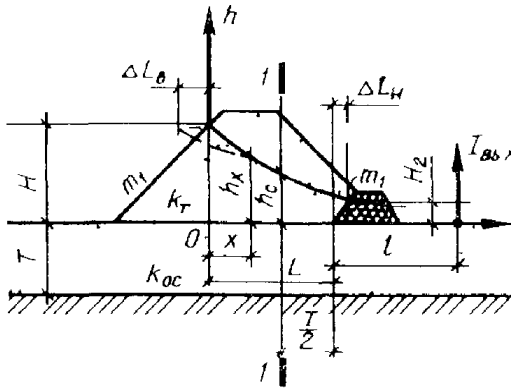
$I_{вых}$  вычисляют по формуле ((П4.2). В формуле (П4.4) для данной схемы  $h_c$  вычисляют по зависимости

$$h_c \sqrt{\left( H_1 + \frac{k_{oc}}{k_T} T \right)^2 - 2 \frac{q}{k_T} \cdot \left( L_p - \frac{T}{2} \right) - \frac{k_{oc}}{k_T} T}.$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где  $h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T$ .

## 12. С дренажным банкетом



$$q = k_T \cdot \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p} + k_{oc} \cdot T \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_p - \Delta L_H + 0,4T},$$

где  $L_p = L_H + \Delta L_B + \Delta L_H, \Delta L_H = m_1' \cdot \frac{H_2}{3},$

$$\Delta L_B = \frac{\sigma \cdot \alpha_3 + \alpha_1 \cdot \alpha_2}{\sigma + \alpha_1};$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{k_{oc}}{k_T}}; \quad \alpha_1 = 2m_1 \cdot \frac{H_1 - H_2}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1,$$

$$\alpha_2 = m_1 \cdot \frac{H_1 - H_2}{2m_1 + 1}, \quad \alpha_3 = m_1 \cdot (H_1 - H_2) + 0,4T.$$

Ординаты кривой депрессии: между сечением  $I-I$  и дренажем

$$h_x = \sqrt{h_c^2 - (h_c^2 - h_2^2) \frac{x - L + T/2}{T/2 + \Delta L_H}}; \quad (\text{П4.5})$$

между сечением  $I-I$  и осью ординат

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x) + \left( h_c + \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T^2 \right)} - \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T. \quad (\text{П4.6})$$

В формулах (П4.5) и (П4.6)  $h_c$  вычисляют по зависимости

$$h_c = \sqrt{\left( H_1 + \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T \right)^2} - 2 \frac{q}{k_T} \left( L + \Delta L_B - \frac{T}{2} \right) - \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T.$$

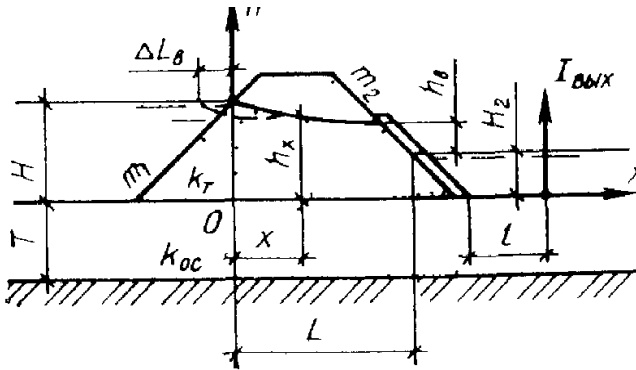
$L_{\text{вых}}$  вычисляют по формуле (П4.2), подставляя в нее

$$\frac{q_H}{k_{oc}} = \frac{(H_1 - H_2) \cdot T}{L_p + \Delta L_H + 0,4T}.$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где 
$$h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T.$$

### 13. С наклонным дренажем



Значения  $q$  и  $h_b$  определяют подбором из уравнений:

$$q = k_T \cdot \frac{H_1^2 - (H_2 + h_b)^2}{2(L_p - m_2 h_b)} + k_{oc} T \cdot \frac{H_1 - (H_2 + h_b)}{L_p - (0,5 + m_2) h_b};$$

$$q = k_T \cdot \frac{h_b}{0,5 + m_2} \left( 1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_b} \right) + k_{oc} T \times$$

$$\times \frac{h_b}{(0,5 + m_2) h_b + m_2 H_2 + 0,4 T},$$

где

$$L_p = L_H + \Delta L_B; \quad \alpha_m = \frac{m_2}{2 \cdot (0,5 + m_2)};$$

$\Delta L_B$  определяют так же, как для схемы 12;

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k} (L - m_2 h_b - x) + \left( \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T + H_2 + h \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T.$$

$I_{\text{вых}}$  вычисляют по формуле (П4.2), подставляя в нее

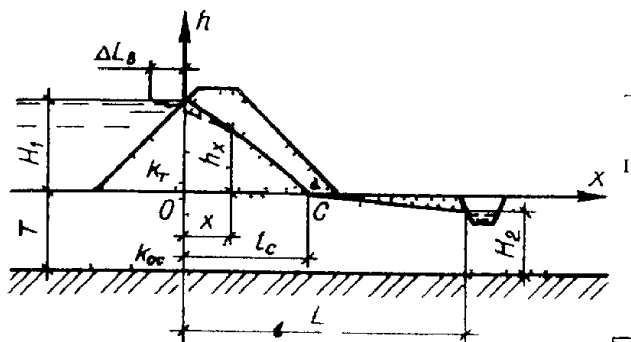
$$\frac{q_{\text{н}}}{k_{\text{ос}}} = \frac{h_{\text{в}} T}{(0,5 + m_2) h_{\text{в}} + H_2 m_2 + 0,4 T}.$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне,

где

$$\left( h_x + \frac{k_{\text{ос}} T}{k_{\text{т}}} \right) \geq \left( H_1 + \frac{k_{\text{ос}} T}{k_{\text{т}}} \right) - \frac{q}{k_{\text{т}}}.$$

#### 14. С дренажной канавой за плотиной (уровень грунтовых вод ниже подошвы плотины)



$$q = k_{\text{т}} \cdot \frac{H_1^2}{2 \cdot (\Delta L_{\text{в}} + l_{\text{с}})} + k_{\text{ос}} \cdot T \cdot \frac{H_1}{\Delta L_{\text{в}} + l_{\text{с}}},$$

где

$$l_{\text{с}} = \frac{\frac{k_{\text{ос}}}{k_{\text{т}}} \cdot [2H_1 \cdot T \cdot L - (T^2 - H_2^2) \cdot \Delta L_{\text{в}}] + H_1^2 \cdot L}{\frac{k_{\text{ос}}}{k_{\text{т}}} (2H_1 \cdot T + T^2 - H_2^2) + H_1^2}.$$

Ординаты кривой депрессии:  
с правой стороны от точки  $C$

$$h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - H_2^2) \cdot \frac{x - l_c}{L - l_c}} - T;$$

с левой стороны от точки  $C$

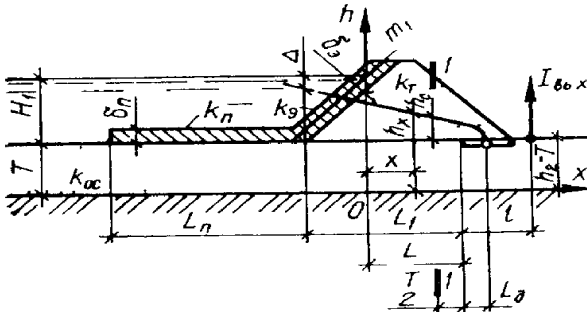
$$h_x = \sqrt{2 \cdot \frac{q}{k_T} (l_c - x) + \left( \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T.$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где

$$\left( h_x + \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T \right) \geq \left( H_1 + \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T \right) - \frac{q}{k_T}.$$

**Плотины с экраном и понуром на водопроницаемом  
основании конечной мощности ( $k_{oc} = k_v$ )**

### 15. С трубчатым дренажем



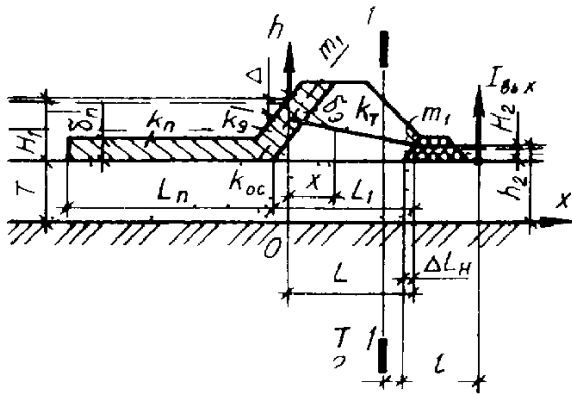
$$q = \frac{k_{oc} \cdot \Delta}{\Phi} + \frac{k_3 (1 + m_1^2) \cdot \Delta (2H_1 - \Delta)}{2\delta_3};$$



$$\alpha = \alpha = \sqrt{\frac{k_n}{k_1 \delta_{II} \cdot (T - \delta_{II})}} \Delta = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A};$$

$$A = \frac{1}{L_1 + \Delta L_B} + \frac{k_3 (1 + m_1^2)}{k_{oc} \delta_B}.$$

### 16. С дренажным банкетом



$$B = \frac{H_1 + T}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{1}{\Phi} \frac{k_3 H_1 (1 + m_1^2)}{k_{oc} \cdot \delta_3},$$

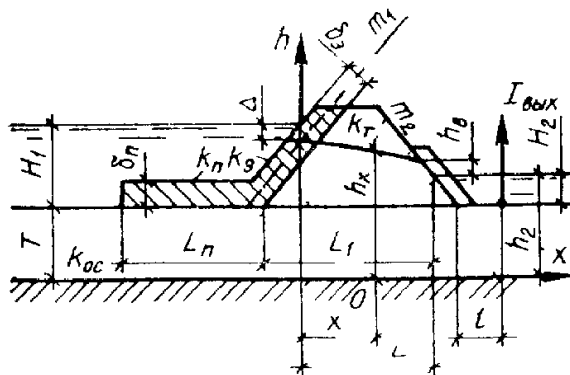
$$C = \frac{(H_1 + T)^2 - h_2^2}{L_1 + \Delta L_H};$$

$\Delta L_H = 0,4h_2$  – для схем 15, 17;

$$\Delta L_H = 0,4h_2 + 0,4 \left( h_2 - \frac{q}{k_{oc} \cdot m'_1} \right) - \text{ для схемы 16, причем в этом}$$

случае задачу следует решать способом последовательных приближений, полагая в первом приближении  $\Delta L_H = 0,4h_2$ .

### 17. С наклонным дренажем



Депрессионные кривые строят по формулам схем 11, 12 и 13, исходя из расхода.

Выходные градиенты определяют по формуле (П4.2), для схем 15 и 16 – используя значения  $h_c$ , вычисленные по зависимости

$$\Delta L_H = 0,4h_2 + 0,4 \left( h_2 - \frac{q}{k_{oc} \cdot m'_1} \right).$$

## РИЛОЖЕНИЕ 5

### К построению очертаний водосливов практического профиля

Т а б л и ц а П 5.1

Координаты  $x$  и  $y$  для построения безвакуумного водослива практического профиля

$x$	$y$
0,0	0,126
0,1	0,036
0,2	0,007
0,3	0,000
0,4	0,006
0,5	0,027
0,6	0,060
0,7	0,100
0,8	0,146
0,9	0,198
1,10	0,256
1,1	0,321
1,2	0,394
1,3	0,475
1,4	0,564
1,5	0,661
1,6	0,764
1,7	0,873
1,8	0,987
1,9	1,108

$x$	$y$
2,0	1,235
2,1	1,369
2,2	1,508
2,3	1,653
2,4	1,894
2,5	1,960
2,6	2,122
2,7	2,289
2,8	2,462
2,9	2,640
3,0	2,824
3,1	3,013
3,2	3,207
3,3	3,405
3,4	3,609
3,5	3,818
3,6	4,031
3,7	4,249
3,8	4,471
3,9	4,698

Табличные значения координат даны для напора  $H = 1$  (в любых единицах измерения). Для построения профиля проектируемой плотины устанавливается значение профилирующего напора  $H_{\text{проф}} = H_0$ , где  $H_0$  – напор на гребне водослива с учетом скорости подхода. Координаты из таблицы умножаются на величину профилирующего напора и строятся в системе координат, как показано на рис. 4.2.

Т а б л и ц а П 5.2

Координаты  $x$  и  $y$  для построения вакуумного водослива  
практического профиля

$a'/b' = 1$		$a'/b' = 2$		$a'/b' = 3$	
$x$	$y$	$x$	$y$	$x$	$y$
-1,000	1,000	-0,700	0,806	-0,472	0,629
-0,960	0,720	-0,694	0,672	-0,462	0,462
-0,880	0,525	-0,670	0,519	-0,432	0,327
-0,740	0,327	-0,624	0,371	-0,370	0,193
-0,530	0,152	-0,553	0,241	-0,253	0,072
-0,300	0,046	-0,488	0,162	-0,131	0,018
0,000	0,000	-0,402	0,091	0,000	0,000
0,200	0,020	-0,312	0,046	0,194	0,030
0,400	0,083	-0,215	0,012	0,381	0,095
0,600	0,200	-0,117	0,003	0,541	0,173
0,720	0,306	0,000	0,000	0,707	0,271
0,832	0,445	0,173	0,025	0,866	0,381
1,377	1,282	0,334	0,076	1,022	0,503
2,434	2,868	0,490	0,147	1,168	0,623
3,670	4,722	0,631	0,223	1,318	0,760
5,462	7,410	0,799	0,338	1,456	0,890
–	–	0,957	0,461	1,584	1,021
–	–	1,107	0,595	1,714	1,163
–	–	1,243	0,731	1,855	1,320
–	–	1,405	0,913	1,979	1,467
–	–	1,551	1,098	2,104	1,628
–	–	1,688	1,282	2,240	1,792
–	–	2,327	2,246	2,346	1,943
–	–	2,956	3,189	2,462	2,106
–	–	4,450	5,430	2,575	2,272
–	–	5,299	6,704	3,193	3,214
–	–	–	–	4,685	5,452
–	–	–	–	5,561	6,766

Радиус дуги окружности, по которой водосливная поверхность сопрягается с поверхностью водобоя, принимается по табл. П 5.3.

Т а б л и ц а П 5.3

## Значения сопрягающих радиусов

Высота плотины $P$ , м	Значения $R$ , м, при профилирующем напоре $H_{\text{проф}}$ , м								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	7,8	8,9	10	11	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11	13	14,5	15,8	17	18	19
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13	15,5	18	20	21,2	22,2	23,2

## ПРИЛОЖЕНИЕ 6

## Допускаемые неразмывающие скорости для грунтов

Т а б л и ц а П 6.1

Значение средней неразмывающей скорости потока  $v_{\text{нр}}$   
для неоднородных несвязных грунтов

Средний диаметр частиц грунта $d_{\text{ср}}$ , мм	Значения $v_{\text{нр}}$ , м/с, при глубине потока $h$ , м						
	0,5	1	2	3	5	8	10
0,1	0,36	0,43	0,51	0,56	0,64	0,72	0,77
0,2	0,37	0,45	0,53	0,59	0,67	0,75	0,80
0,3	0,39	0,47	0,56	0,62	0,70	0,79	0,84
0,5	0,45	0,54	0,64	0,71	0,81	0,91	0,96
1	0,54	0,64	0,76	0,84	0,96	1,07	1,14
2	0,64	0,76	0,90	1,00	1,14	1,28	1,35
3	0,71	0,84	1,00	1,10	1,26	1,41	1,49
5	0,81	0,96	1,14	1,26	1,43	1,61	1,71
10	0,96	1,14	1,35	1,49	1,71	1,92	2,03
20	1,13	1,35	1,61	1,77	2,02	2,26	2,40
30	1,26	1,49	1,77	1,97	2,24	2,51	2,65
50	1,43	1,70	2,02	2,24	2,54	2,86	3,02
100	1,70	2,02	2,40	2,40	3,03	3,40	3,6

Т а б л и ц а П 6.2

Значения средней неразмывающей скорости потока  $v_{нр}$   
для связных грунтов

Удельное сцепление $c$ , $10^5$ Па (кгс/см <sup>2</sup> )	Значения $v_{нр}$ , м/с, при глубине потока $h$ , м							
	0,5		1		3		5	
	При содержании легкорастворимых солей ( $CaCl_2$ , $MgCl_2$ , $NaCl$ , $Na_2SO_4$ , $Na_2CO_3$ , $NaHCO_3$ ), % массы плотного остатка абсолютно сухого грунта							
	До 0,2	0,2–3	До 0,2	0,2–3	До 0,2	0,2–3	До 0,2	0,2–3
0,005	0,39	0,36	0,43	0,40	0,49	0,46	0,52	0,49
0,010	0,44	0,39	0,48	0,43	0,55	0,49	0,58	0,52
0,020	0,52	0,41	0,57	0,45	0,65	0,52	0,69	0,55
0,030	0,59	0,43	0,64	0,48	0,74	0,55	0,78	0,59
0,040	0,65	0,46	0,71	0,51	0,81	0,58	0,86	0,62
0,050	0,71	0,48	0,77	0,53	0,89	0,61	0,98	0,65
0,075	0,83	0,51	0,91	0,56	1,04	0,64	1,10	0,69
0,125	1,03	0,60	1,13	0,67	1,30	0,76	1,37	0,81
0,150	1,21	0,65	1,33	0,72	1,52	0,82	1,60	0,88
0,200	1,28	0,75	1,40	0,82	1,60	0,93	1,69	1,00
0,225	1,36	0,80	1,48	0,88	1,70	1,00	1,80	1,07
0,250	1,42	0,82	1,55	0,91	1,78	1,04	1,88	1,10
0,300	1,54	0,96	1,69	0,99	1,94	1,12	2,04	1,20
0,350	1,67	0,97	1,88	1,06	2,09	1,22	2,21	1,30
0,400	1,79	1,03	1,96	1,15	2,25	1,31	2,38	1,40
0,450	1,88	1,09	2,06	1,20	2,35	1,39	2,49	1,46
0,500	1,99	1,26	2,17	1,28	2,50	1,46	2,63	1,56
0,600	2,16	1,27	2,38	1,38	2,72	1,60	2,88	1,70

Т а б л и ц а П 6.3

Значения средней неразмывающей скорости потока  
для закрепленных русел

Вид крепления	$v_{пр}$ м/с при глубине потока $h$ , м			
	До 0,5	1	3	5
Бетонная облицовка (в зависимости от прочности бетона на сжатие)	12,5–	13,8–	16,0–	17,0–
	19,2	21,2	24,6	26,1
Облицовка из каменной кладки (в зависимости от прочности раствора на сжатие)	4,3–	5,0–	6,2–	6,7–
	7,4	8,7	10,7	11,6
Габионы (размером 0,5 × 0,5 м и более)	4,7	5,5	6,8	7,3
Каменная наброска в плетневой клетке	3,0	3,5	4,0	4,4
Мощение одиночное на слое щебня или глины (10–15 см) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена: на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней, см:	15–20	2,4	2,8	3,5
	20–30	2,8	3,3	4,1
на осевшем или плотноутрамбованном грунте при крупности камней, см:	15–20	2,6	3,0	3,7
	20–30	3,0	3,6	4,5
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней, см:	15–20	3,0	3,5	4,3
	20–30	3,1	3,7	4,7
Дерновка плашмя	1,0	1,25	1,5	1,5

## ПРИЛОЖЕНИЕ 7

### Расчетное сопротивление грунтов основания

Грунт	Расчетное сопротивление $R_0$ , кПа	
1	2	
1. Крупнообломочные грунты галечниковые (щебеночные) с заполнителем: – песчаным	600	
– пылевато-глинистым при показателе текучести $J_c < 0,5$	450	
гравийные (дресвяные) с заполнителем: – песчаным	500	
– пылевато-глинистым	400	
Пески:	Плотные	Средней плотности
– крупные	600	500
– средней крупности	500	400
– мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные	300	200
– пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100
3. Пылевато-глинистые грунты:		
супеси с коэффициентом пористости	$J_v = 0$	$J_v = 1,0$
$\varepsilon = 0,5$	300	300
$\varepsilon = 0,7$	250	200
суглинки с коэффициентом пористости		
$\varepsilon = 0,5$	300	250
$\varepsilon = 0,7$	250	180
$\varepsilon = 1,0$	200	100
глины с коэффициентом пористости		
$\varepsilon = 0,5$	600	400
$\varepsilon = 0,6$	500	300
$\varepsilon = 0,8$	300	200
$\varepsilon = 1,1$	250	100

Расчетные значения сопротивления грунтов основания, приведенные в данной таблице, ориентировочные. Точная методика их определения приведена в СНБ 5.01.01–99.



## СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	3
1. Общие понятия о гидротехнических сооружениях.....	5
1.1. Классификация гидротехнических сооружений.....	5
1.2. Особенности и условия работы гидротехнических сооружений.....	7
1.3. Верхний и нижний бьефы.....	8
1.4. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения и их сочетания.....	10
1.5. Расчет по раздельным состояниям.....	12
2. Плотины из грунтовых материалов.....	14
2.1. Классификация грунтовых плотин.....	14
2.2. Грунты тела плотины и оснований.....	16
2.3. Конструирование поперечного профиля земляных плотин.....	17
2.4. Крепление откосов.....	23
2.5. Фильтрация в теле грунтовых плотин.....	30
2.6. Противофильтрационные устройства в теле и основании грунтовых плотин.....	31
2.7. Дренажи.....	35
2.8. Фильтрационные расчеты.....	40
2.9. Расчеты устойчивости откосов плотины по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.....	45
2.10. Расчеты устойчивости верховых откосов по плоским и комбинированным поверхностям скольжения.....	53
2.11. Каменно-набросные и каменно-земляные плотины.....	55
2.12. Намывные плотины.....	57
3. Бетонные глухие плотины.....	61
3.1. Классификация бетонных плотин.....	61
3.2. Гравитационные плотины, их профили и конструкции.....	64
3.3. Конструктивные элементы гравитационных плотин.....	68
3.4. Противофильтрационные завесы и дренажи в основании..	73
4. Водопропускные сооружения напорных гидроузлов.....	75
4.1. Классификация водопропускных сооружений.....	75
4.2. Расчетные расходы и уровни воды.....	77
4.3. Бетонные водосбросные плотины.....	79

4.3.1. Классификация и схемы бетонных водосбросных плотин.....	79
4.3.2. Профили бетонных водосбросных плотин с поверхностными водосливными отверстиями.....	80
4.3.3. Конструкции быков и береговых устоев.....	82
4.3.4. Определение размеров поверхностных водосливных отверстий.....	88
4.3.5. Гидравлические режимы сопряжения бьефов.....	93
4.3.6. Устройство нижнего бьефа при донном сопряжении.....	94
4.3.7. Гидравлический расчет сопряжения бьефов.....	102
4.3.8. Подземный контур плотин на нескальном основании....	109
4.3.9. Фильтрационные расчеты подземного контура.....	117
4.3.10. Построение эпюры фильтрационного давления методом удлинённой контурной линии.....	122
4.3.11. Построение эпюры фильтрационного давления для плотин на скальном основании.....	124
4.3.12. Расчеты прочности и устойчивости бетонных плотин..	125
4.4. Открытые береговые водосбросы.....	131
4.4.1. Состав сооружений и выбор оси водосбросного тракта..	131
4.4.2. Быстроток.....	134
4.4.3. Консольный перепад.....	139
4.4.4. Многоступенчатый перепад.....	143
4.4.5. Траншейный водосброс.....	146
4.5. Закрытые водосбросы.....	149
4.5.1. Расчет пропускной способности напорных водосбросов.....	149
4.5.2. Расчеты пропускной способности безнапорных трубчатых и туннельных водосбросов.....	151
4.5.3. Бетонная плотина с глубинными водосливными отверстиями.....	154
4.5.4. Трубчатые башенные водосбросы.....	156
4.5.5. Трубчатые ковшовый водосброс.....	158
4.5.6. Сифонный водосброс.....	160
4.5.7. Туннельные водосбросы.....	162
4.6. Водовыпуски и водоспуски.....	167
5. Механическое оборудование.....	171
5.1. Состав механического оборудования.....	171
5.2. Затворы.....	171

6. Каналы и сооружения на них.....	176
6.1. Поперечное сечение каналов и их гидравлический расчет.....	176
6.2. Сооружения на каналах.....	181
6.2.1. Водопроводящие сооружения.....	181
6.2.2. Сопрягающие сооружения.....	184
6.2.3. Регулирующие сооружения.....	185
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	187
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	189

Учебное издание

**БОГОСЛАВЧИК** Пётр Михайлович

## **ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ**

Курс лекций

для студентов специальности 1-70 04 03

«Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов»  
высших учебных заведений

2-е издание, исправленное

Редактор *Т. Н. Микулик*

Компьютерная верстка *А. Г. Занкевич*

Подписано в печать 14.03.2014. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 12,96. Уч.-изд. л. 10,14. Тираж 400. Заказ 431.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя  
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.