

КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра нетрадиционных и возобновляемых источников энергии

*Н.П. Лавров*

## **ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ МАЛЫХ ГЭС**

Учебное пособие  
по дисциплине  
"Энергетические сооружения установок  
нетрадиционной и возобновляемой энергетики"

Бишкек 2001

**Лавров Н.П.**

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ МАЛЫХ ГЭС.  
Учебное пособие /Кыргызско-Российский Славянский университет. –  
Бишкек, 2001. – 150 с.

Описаны гидроузлы и гидросистемы энергетического назначения, основные методы расчета устойчивости гидротехнических сооружений, конструкции водозаборных сооружений деривационных ГЭС, грунтовых, бетонных и железобетонных плотин.

Даны классификация и описание водопропускных сооружений гидростанций, в том числе новых конструкций элементов открытых водосбросов, характеристика сооружений безнапорной и напорной деривации, механического оборудования, зданий малых ГЭС и особенности их строительства.

Описаны принципы и отдельные элементы расчета гидротехнических сооружений для малой энергетики.

Учебное пособие предназначено для студентов вузов, обучающихся по специальности "Нетрадиционные и возобновляемые источники энергии" и "Гидротехническое строительство"

Печатается по разрешению  
кафедры нетрадиционных и возобновляемых источников энергии  
и РИСО КРСУ

Рецензент: зав. кафедрой гидравлики и гидротехнического  
строительства Кыргызской аграрной академии  
д.т.н., профессор *Б.Ж. Жумабаев*.

© КРСУ, 2001 г.

## ВВЕДЕНИЕ

Наиболее ответственной частью гидроузлов являются энергетические или гидротехнические сооружения (ГТС), предназначенные для использования природных водных ресурсов с целью создания необходимого напора и регулирования расхода воды гидроэнергетических установок.

Кроме регулирования расходов и уровней воды, с помощью ГТС осуществляются также иные водноэнергетические и водохозяйственные мероприятия, например, создаются водохранилища, проводится пропуск наносов, льда и т.п.

Целью изучения курса "Энергетические сооружения установок НВЭ" является получение теоретических знаний и практических навыков по проектированию, строительству и эксплуатации речных гидроэнергетических сооружений.

Искусство строить гидротехнические сооружения было известно с древних времен. Относительно сложные сооружения для орошения возводили, например, в IV-XIII вв. до нашей эры в древнем государстве Урарту (совр. Армения) и в Хорезме (Узбекистан).

В феодальный период гидротехническое строительство свелось к устройству малых сооружений – водяных мельниц, сооружений для водоснабжения городов и регулирования русл рек.

Развитие торговли и ремесел потребовало улучшения судоходства и в Европе в XIV в. были построены первые судоходные шлюзы.

В XVIII – XIX вв. в Европе и России появились первые простейшие гидроустановки.

С изобретением гидравлических турбин и внедрением электричества в промышленность, а также в связи с появлением бетона и железобетона в конце XIX и начале XX в. начался новый подъем гидротехнического строительства.

В СССР масштабное развитие гидротехнического строительства связывают с принятием в 1920 г. VIII Всероссийским съездом советов плана ГОЭЛРО [1].

Планом электрификации страны предусматривалось строительство за 10...15 лет тридцати электростанций общей мощностью 1,750 тыс. кВт. В 1935 г. план был перевыполнен втрое. Были построены Волховский, Нижне-Сви́рский гидроузлы. За 5 лет (1927-1932 гг.) была соору-

жена самая крупная для того времени гидростанция в Европе – Днепро-ГЭС с плотиной длиной 760 м и высотой 62 м.

На границе Киргизии и Казахстана в это время под руководством выдающегося инженера А.В. Васильева был возведен Чумышский ирригационный гидроузел для подачи воды в Ат-Башинский и Георгиевский каналы.

Перед войной и в период Великой Отечественной войны на Урале и в Средней Азии было построено множество малых гидроузлов энергетического назначения, в частности, для обеспечения электроэнергией промышленных предприятий, перемещенных сюда из западных и центральных районов Советского Союза.

История развития малой энергетики Кыргызстана подробно описана в книге Ж.Т. Тулебердиева и др. "Развитие энергетики Кыргызстана" [2] и в статье С.П. Решетникова "История развития малой энергетики Кыргызстана" [3].

После окончания войны гидротехническое строительство приобрело достаточно широкий размах.

Планомерно проводились работы по созданию каскада ГЭС на Волге (Горьковская ГЭС, 2 Волжских ГЭС, Саратовская ГЭС, Чебоксарская ГЭС), а также каскада ГЭС на Днестре (Каховская ГЭС, Кременчугская ГЭС, Днепродзержинская ГЭС, Киевская ГЭС и Каневская ГЭС).

В целях освоения природных богатств Сибири в 60–70-е годы началось интенсивное строительство мощных ГЭС в суровых климатических условиях на крупных сибирских реках – Оби (Новосибирская ГЭС), Иртыше (Усть-Каменогорская ГЭС, Бухтарминская ГЭС), Ангаре (Иркутская ГЭС, Братская ГЭС, Усть-Илимская ГЭС). Самой высокой из сибирских плотин является арочно-гравитационная плотина Саяно-Шушенская ГЭС высотой 245 м и объемом бетона 9,5 млн. м<sup>3</sup>.

Крупные энергетические сооружения, в том числе плотины большой высоты, в эти годы возводились на Кавказе, например, земляная плотина высотой 80 м для Мингечаурской ГЭС и самая высокая в мире арочная плотина Ингури ГЭС – 271 м.

На границе Узбекистана и Киргизии в 70–80-х годах построено Андижанское ирригационное водохранилище на р. Кара-Дарья с массивно-контрфорсной плотиной высотой 115 м и Кировское водохранилище в Таласской области с плотиной аналогичной конструкции высотой 84 м. Десятком лет раньше построено Орто-Токойское водохранилище на р. Чу.

В Таджикистане на р. Вахш была воздвигнута самая высокая в мире грунтовая плотина Нурекской ГЭС высотой 305 м, а в Киргизии сооружен каскад Нарынских ГЭС, в настоящее время включающий Ток-

тогульскую, Курпсайскую, Таш-Кумырскую, Шамалдысайскую и Уч-Курганскую ГЭС.

При этом разработан ряд прогрессивных технологий гидротехнического строительства и конструкций различных типов ГТС.

Так, созданы оригинальные конструкции бетонных и железобетонных плотин и зданий ГЭС на не скальных основаниях; получили интенсивное развитие плотины из грунтовых материалов на слабых основаниях, при многолетней мерзлоте (Вилуйская ГЭС), для больших напоров (Нурекская, Орто-Токойская плотины); широко применялся метод гидромеханизации при намыве плотин, в том числе песчаных (на Волге); с отсыпкой камня, бетонных блоков в воду при перекрытии русла (на Нарыне); метод направленного взрыва при возведении Байпазинской плотины и селехранилища Медео в Казахстане; метод послойной укладки бетона в тело плотины Токтогульской ГЭС.

Разработаны новые конструкции мягких плотин из синтетической ткани [14] (наполняемые, надувные и мембранные плотины), предложены рациональные конструкции водосбросных сооружений с учетом кавитации и образования катящихся волн [10], усовершенствованы и созданы новые конструкции гидротехнических затворов, в том числе затворов-автоматов [1, 5].

Созданы новые типы водозаборных сооружений, учитывающих гидравлическую структуру потока, режим наносов, льда и шуги, разработаны более совершенные типы зданий ГЭС (совмещенные, бычковые, встроенные, с двухрядным расположением агрегатов, подземные и т.д.) [6, 7, 8].

К сожалению, в 90-е годы гидроэнергетическое строительство в странах СНГ замедлилось. Однако в Киргизии продолжалось строительство Шамалдысайской и Ташкумырской гидроэлектростанций, восстановление Калининской МГЭС. Начата реконструкция каскада Аламединых ГЭС, разработана программа развития малой энергетики в республике [9], создана базовая организация - АО "Чакан ГЭС" для модернизации и восстановления более 90 малых ГЭС в Кыргызстане.

Развитие энергетики в Кыргызской Республике в настоящее время сдерживается в связи с нехваткой материально-технических ресурсов, квалифицированных кадров, низкой платежеспособностью предприятий и населения, потребляющих электроэнергию.

В то же время ресурсы малых рек, пригодные для технического использования, составляют в Кыргызстане [9] не менее 5-8 млрд. кВт.ч в год. Для сравнения: общая выработка электроэнергии в республике в 2000 г. была равна 14,84 млрд. кВт.ч.

Согласно "Программе развития малой энергетики в КР" [9] реконструкцию, модернизацию и строительство малых ГЭС намечено проводить в четыре этапа:

1. Реконструкция и модернизация существующих малых ГЭС Аламединского каскада (8 станций) и Кеминской (Быстровской) ГЭС за период до 2001 г.
2. Восстановление 39 существовавших ранее малых деривационных ГЭС общей мощностью 22 мВт на горных реках до 2005 г.
3. Строительство до 2005 г. 26 новых МГЭС на реках общей мощностью 69 мВт.
4. Строительство 7 ГЭС общей мощностью 73,8 мВт на Орто-Токойском, Папанском, Кировском ирригационных водохранилищах и др.

Для реализации этой программы предполагается осуществить сегментацию отрасли малой гидроэнергетики, привлечь местные промышленные предприятия для производства оборудования и комплектующих изделий малых ГЭС. Строительство наиболее ответственных элементов малых ГЭС – гидротехнических сооружений намечено осуществлять силами специализированных организаций: "Нарынгидроэнергострой" и строительными подразделениями Департамента водного хозяйства МС и ВХ КР.

## 1. ГИДРОУЗЛЫ И ГИДРОСИСТЕМЫ, ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

### 1.1 Основные определения гидротехнических сооружений

Гидроузлом [1, 4] называется группа гидротехнических сооружений, объединенных условиями совместной работы и местоположением.

По месту расположения гидроузлы бывают речные, на каналах, морские, водохранилищные, озерные.

По основному назначению они подразделяются на водозаборные, энергетические, регулирующие сток, комплексного назначения.

*Водозаборные* гидроузлы предназначены для забора воды из рек и подачи ее для орошения (например, Чумышский), для подачи воды по деривации на гидростанцию (Быстровский); *энергетический* узел (например, Курпсайский) – для концентрации водной энергии; *регулирующие* сток узлы служат для наполнения и использования воды для орошения, водоснабжения, борьбы с наводнениями (Папанский); *комплексные* гидроузлы (например, Уч-Курганский) используются для удовлетворения нужд энергетики, сельского хозяйства, для водоснабжения, судоходства, благоустройства населенных пунктов и т.д.

Гидроузлы бывают *безнапорные* и *напорные*.

*Гидросистемой* или *гидротехническим комплексом* называется комплекс ГТС, объединенных в несколько гидроузлов и имеющих линейные участки трассы (участки рек, каналы, туннели).

Как и гидроузлы, системы бывают *специализированными* и *комплексными*. К примеру, Нарынский каскад является специализированной энергетической системой, а Волго-Донской комплекс одновременно решает задачи водного транспорта, гидроэнергетики, водоснабжения, ирригации и рыбного хозяйства.

### 1.2. Классификация гидротехнических сооружений

Сходна с классификацией гидроузлов, т.е. ГТС подразделяются по роду водотока или водоема, на которых они построены, на речные, морские, озерные, сетевые и подземные сооружения.

По условиям взаимодействия с потоком и характеру выполняемых функций различают следующие ГТС:

*Водоподпорные* (плотины, дамбы), которые перегораживают водоток или ограждают водохранилище и воспринимают напор воды.

Участок водотока выше водоподпорного сооружения называется *верхним бьефом*, ниже – *нижним бьефом*.

Следующие типы ГТС: *водозаборные*, служащие для забора воды из водотоков и водоемов, *водосбросные* – для сброса излишков воды, т.е. паводков в нижний бьеф, для полезных попусков воды и поддержания санитарных условий в нижнем бьефе, *водопроводящие* (каналы, трубопроводы, гидротехнические тоннели), служащие для подачи воды к месту потребления, *регуляционные* сооружения (не путать с регулирующими) предназначенные для регулирования взаимодействия потока с руслом, борьбы с размывами и отложениями наносов, защиты берегов от воздействия волн и течений.

По целевому назначению ГТС разделяют на *сооружения общего назначения* и *специальные*.

К сооружениям общего назначения относятся сооружения, используемые для нужд различных отраслей и предназначенные для создания подпора и емкости водохранилищ, пропуска паводкового расхода и т.д.

К специальным относятся сооружения, предназначенный для нужд одной отрасли водного хозяйства.

*Специальные* – это водно-энергетические сооружения (здания ГЭС и ГАЭС, деривационные каналы и тоннели, уравнивательные резервуары), мелиоративные (каналы, насосные станции для орошения или осушения, для водоснабжения, борьбы с наводнениями и т.п.).

В ряде случаев применяют совмещенные сооружения, которые одновременно выполняют несколько функций, например совмещенные здания ГЭС и с водосбросными отверстиями, водозаборы, совмещенные с водосбросами, и др.

По условиям использования речные ГТС разделяются на *постоянные* (эксплуатационные), используемые при постоянной эксплуатации, и *временные* (строительные), используемые в период строительства или ремонта постоянных сооружений.

Постоянные сооружения в зависимости от назначения подразделяют на основные и второстепенные.

### 1.2.1. Основные и второстепенные гидротехнические сооружения

К основным относятся [1, 4] ГТС, разрушение которых приводит к нарушению нормальной работы электростанции. Среди них:

- плотины и дамбы;
- водоприемники и водозаборные сооружения;
- водосбросы, каналы различного назначения, тоннели и трубопроводы;

- напорные бассейны;
- уравнивательные резервуары;
- здания ГЭС и ГАЭС;
- гидротехнические сооружения ТЭС и ГАЭС;
- рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.

К второстепенным ГТС относятся такие, разрушение которых не влечет за собой серьезных последствий для основного сооружения. В их числе:

- ремонтные затворы;
- ледозащитные сооружения;
- струенаправляющие дамбы;
- берегоукрепительные сооружения;
- служебные мостики.

В зависимости от возможных последствий аварии на основных водоподпорных сооружениях и их размеров (высоты) устанавливается класс капитальности ГТС.

### 1.2.2. Определение класса капитальности гидротехнических и гидроэнергетических сооружений

Как указывалось выше, по условиям использования речные ГТС разделяются на постоянные и временные, основные и второстепенные. Однако деление это достаточно условное. Поэтому постоянные ГТС, согласно СНиП II-50-75 "Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования" разделяют на 4 класса (I – IV).

В зависимости от типа плотин, их высоты, вида грунтов основания и последствий аварии класс водоподпорных сооружений определяют по табл. 1.1.

Таблица 1.1

**Класс капитальности грунтовых и бетонных плотин**

Вид сооружения	Вид грунтов основания	Класс сооружения			
		I	II	III	IV
		Высота сооружения, м			
1. Плотины из грунтовых материалов	1. Скальные	> 100	70-100	25-70	< 25
	2. Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом состоянии	> 75	35-75	15-35	<15
	3. Глинистые водонасыщенные	>50	25-50	15-25	<15
2. Плотины бетонные и железобетонные, подводные конструкции зданий ГЭС, подпорные стенки	1. Скальные	> 100	60-100	25-60	< 25
	2. Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом состоянии	> 50	25-50	10-25	<10

В зависимости от последствий нарушения эксплуатации гидроэнергетических сооружений класс их капитальности принимают по табл. 1.2.

Таблица 1.2

**Класс капитальности гидроэнергетических объектов**

Объект гидротехнического строительства и его показатели	Класс сооружений	
	основных	второстеп.
1. Гидротехнические сооружения гидравлических, гидроаккумулирующих и тепловых станций мощностью 1,5 млн. кВт и более менее 1,5 млн. кВт	I II-IV	III III-IV
2. Гидротехнические сооружения атомных станций мощностью 500 тыс. кВт и более 500...101 тыс. кВт 100 и менее тыс. кВт	I II III	III III IV

Класс основных водоподпорных ГТС принимается по наибольшему значению из табл. 1.1 или табл. 1.2.

**1.3. Особенности и условия работы ГТС**

ГТС существенно отличаются от других инженерных сооружений тем, что подвергаются воздействию движущейся или находящейся в покое воды, оказывающей вертикальное или горизонтальное давление.

Вода оказывает на ГТС механическое, физико-химическое и биологическое воздействие.

*Механическое* воздействие воды проявляется в виде статических и динамических нагрузок на сооружение и его основание.

Так, гидростатическое давление воды на бетонную плотину  $P_r$  со стороны верхнего бьефа может сдвинуть, а в совокупности с фильтрационным давлением  $P_\phi$  и опрокинуть плотину, если не обеспечить ее устойчивость (рис. 1.1).

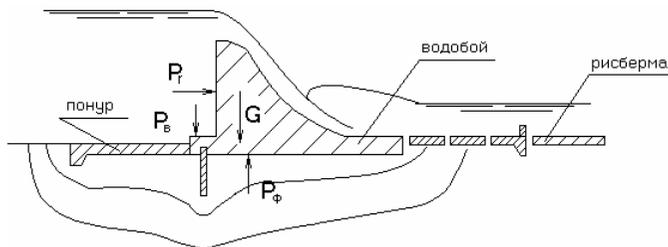


Рис. 1.1. Основные силы, действующие на гидротехническое сооружение.

Мерами по повышению устойчивости могут быть: увеличение веса (массы) плотины  $G$ , увеличение вертикальной составляющей  $P_b$ , уменьшение силы фильтрационного давления  $P_\phi$ , которое уменьшает сопротивление сдвигу сооружения.

При переливе через плотину вода оказывает на нее также гидродинамическое воздействие, которое необходимо учитывать при назначении параметров нижнего бьефа (водобоя, рисбермы) для предотвращения опасных размывов русла в нижнем бьефе.

Динамическим является и воздействие на ГТС ветровых волн, что необходимо учитывать, в частности, при конструировании крепления верхового откоса грунтовых плотин и при назначении отметки гребня плотины.

В центрально-азиатском регионе, подверженном землетрясениям, возникают сейсмические нагрузки, приложенные к массе самого сооружения, и сейсмическое давление воды, которое обязательно необходимо учитывать при расчете нагрузок.

При расчете устойчивости откосов земляных плотин учитывается действие фильтрационных вод в теле плотины, а фильтрационный поток в основании плотины способен вызвать деформацию грунта – суффозию (лат. suffosio – вынос мелких или растворимых водой частиц) – и выпор при выходе грунтовой воды в нижний бьеф.

Зимой на сооружение действуют ледовые нагрузки, как статические, так и динамические.

Влекомые водой твердые частицы наносов могут истирать элементы обтекаемых поверхностей сооружений.

*Физико-химическое* воздействие воды может вызвать коррозию металлических и железобетонных конструкций, химическую суффозию в грунтах, содержащих легкорастворимые вещества (гипс, соль), а также кавитацию и кавитационную эрозию при больших скоростях потока.

*Биологическое* воздействие воды, связанное с жизнедеятельностью микроорганизмов, может привести к зарастанию трубопроводов (например, тупиковые участки водопровода в Москве), гниению деревянных сооружений.

## 2. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ СИЛ И НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ГТС

Любое бетонное гидротехническое сооружение будет успешно работать в том случае, если при разработке его проекта учитываются прочность основания и материала, из которого воздвигнуто сооружение, устойчивость сооружения при различных нагрузках и воздействиях.

### 2.1. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения

Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения классифицируют [4] в зависимости от ряда факторов. По происхождению это все виды давления внешних сил, собственный вес сооружения, сейсмические силы и т.д.

В зависимости от характера действия силы подразделяют на *статические* и *динамические*.

В зависимости от продолжительности и повторяемости действия силы делятся на *основные* (постоянные, временные и кратковременные) и *особые* (исключительно редкие, но имеющие значительную величину).

Расчеты прочности и устойчивости ГТС выполняют для двух сочетаний нагрузок и воздействий: основное сочетание – состояние из перечисленных основных нагрузок и особое сочетание – состояние из основных и одной из особых сил.

В основном сочетании нагрузок постоянными силами являются (рис. 2.1):

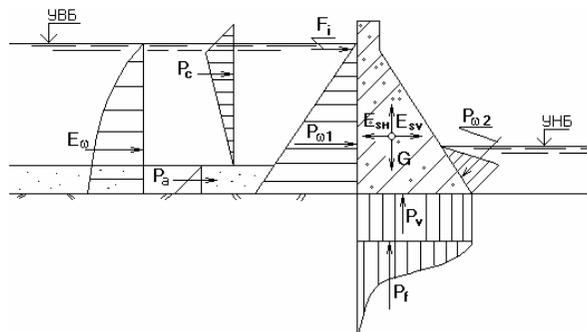


Рис. 2.1. Схема сил и нагрузок, действующих на плотину.

собственные вес  $G$  сооружения (включая вес плотины, затворов, мостов, механизмов, положение которых в период эксплуатации остается неизменным);

гидростатическое давление  $P_{\omega 1}$  и  $P_{\omega 2}$  со стороны верхнего и нижнего бьефов: первое определяется при уровне НПУ, второе – при минимальном уровне нижнего бьефа;

полное противодавление  $P_{\omega}$  в основании плотины,  $P_{\omega} = P_f + P_v$ , где  $P_f$  и  $P_v$  – соответственно фильтрационное (при НПУ) и взвешивающее давление.

Временными длительными нагрузками и воздействиями являются: давление наносов  $P_a$ , температурные воздействия (учитываются в больших бетонных плотинах).

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относят: давление льда  $F_l$  среднесезонной толщины, давление волн  $P_c$ , соответствующее среднесезонной скорости ветра. Кроме того, к кратковременным нагрузкам относят нагрузки от движущихся подъемных и транспортных средств, от плавающих тел, динамические нагрузки при пропуске паводка.

Особое сочетание нагрузок и воздействий включает нагрузки основного сочетания плюс одну из особых нагрузок: вертикальное  $E_{sv}$  и горизонтальное  $E_{sh}$  сейсмические воздействия на плотину и сейсмическое воздействие  $E_{\omega}$  на объем воды в водохранилище, ГСД на обе стороны плотины при форсировании уровня и т.д. В особое сочетание входят также тяговые усилия приводов, возникающие при заклинивании затвора, кроме того, испытательные и монтажные воздействия.

Как устанавливаются силы и воздействия на плотину?

Собственный вес  $G$  подсчитывается с учетом геометрического объема тела, удельного веса бетона в различных частях этого тела в зависимости от крупности (например, от 40 до 120 мм) и плотности (от  $\rho=2600$  до  $\rho=2750$  кг/м<sup>3</sup>) заполнителя. Удельный вес бетона колеблется от 2,37 до 2,5 кН/м<sup>3</sup>. Вес оборудования подсчитывается дополнительно по паспортным данным (или сортаментам). Силы гидростатического давления  $P_{\omega 1}$  и  $P_{\omega 2}$  определяются по известным формулам гидростатики.

Давление наносов  $P_a$ , отложившихся перед сооружением, подсчитывают по формулам для расчета давления взвешенного грунта на подпорные стенки [1, 4].

Статическое давление льда возникает при расширении ледяного поля, вызванном повышением его температуры из-за потепления. Сила статического давления льда  $F_l$  направлена горизонтально, а точка его приложения находится на уровне воды, при котором образовался ледяной покров. Если давления льда надо избежать, то по периметру перед

сооружением поддерживают с помощью специальных средств незамерзающую полыню (майну).

Давление ветровых волн устанавливают согласно СНиП 2.06.04-82 "Нагрузки и воздействия на ГТС (волновые, ледовые и от судов)". Эпюра волнового давления воды имеет вид, близкий к треугольнику, но величина этого давления  $P_c$  заметно меньше гидростатического. Поэтому при расчете водоподпорных сооружений этим воздействием часто пренебрегают. Зато высоту ветровых волн непременно учитывают при расчете высоты плотины.

Сейсмические воздействия на тело плотины  $E_{sv}$  и  $E_{sh}$ , а также динамическое воздействие воды  $E_{\omega}$  при землетрясении относятся к особым нагрузкам.

В пространстве, окружающем очаг землетрясения, возникают упругие продольные и поперечные волны, распространяющиеся в различные стороны и несущие огромную энергию.

Повреждение зданий и сооружений наблюдается при интенсивности землетрясения выше 7 баллов. Поэтому в нашей зоне, где сейсмичность характеризуется 7...9 баллами (шкала MSK-64), строительство ведется в соответствии со СНиП 11-7-81 "Строительство в сейсмических районах".

## 2.2. Расчет плотин по предельным состояниям

Под предельным понимают такое состояние, когда само сооружение или его основание перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям.

Это означает, что усилия и напряжения, развивающиеся в сооружении и его основании, не должны превышать их несущей способности (1-я группа предельных состояний), а деформации и перемещения – допустимых для нормальной работы деформаций (2-я группа предельных состояний). В бетонных сооружениях различают также 3-ю группу предельных состояний – полное недопущение трещин в бетоне или такое ограничение их величины, при которой не произойдет нарушение нормальных условий эксплуатации.

Из расчетных нагрузок и воздействий рассматриваются наибольшие их значения, при которых сооружение (плотина) будет работать нормально.

Эти наибольшие воздействия (силы, моменты, напряжения) принято называть обобщенным силовым воздействием  $F$ . Расчетное обобщенное силовое воздействие получено путем умножения нормативного воздействия  $F$  на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . Величина ко-

эффициента надежности колеблется [4] от  $\gamma_f = 1$  (для гидростатического волнового давления фильтрационных вод) до  $\gamma_f = 1,1$  (давление от веса грунта, ледовые воздействия) и  $\gamma_f = 1,2$  (для давления наносов, бокового давления грунта).

Способность сооружения воспринимать нагрузки может быть оценена его обобщенной несущей способностью  $R$ . При установлении величины  $R$  необходимо учитывать однородность материала, условия его работы, в том числе совместную работу с другими сооружениями в составе гидротехнического комплекса.

Для этого вводится группа коэффициентов:

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы (от  $\gamma_c = 0,75$  для расчета устойчивости береговых упоров арочных плотин до  $\gamma_c = 1,15$  для железобетонных плит, при расчете устойчивости плотин  $\gamma_c = 1,0$ );

$\gamma_{fc}$  – коэффициент сочетания нагрузок (для основного сочетания  $\gamma_{fc} = 1,0$ ; для особого  $\gamma_{fc} = 0,9$ ; для строительного периода  $\gamma_{fc} = 0,95$ );

$\gamma_n$  – коэффициент надежности (I класс –  $\gamma_n = 1,25$ ; II класс –  $\gamma_n = 1,2$ ; III класс –  $\gamma_n = 1,15$ ; IV класс –  $\gamma_n = 1,1$ ).

Наступление 1-й группы предельных состояний оценивают по условию

$$F \gamma_n \gamma_{fc} \leq \gamma_c R. \quad (2.1)$$

Из зависимости (2.1) можно получить выражение для вычисления обобщенного коэффициента запаса:

$$\gamma_{tot} = \gamma_n \gamma_{fc} / \gamma_c \leq R / F. \quad (2.2)$$

Определяя  $\gamma_{tot}$  для различных вариантов конструкции одного и того же сооружения, можно судить об их надежности, устойчивости и прочности.

В формулах (2.1) и (2.2) под обобщенной нагрузкой  $F$  и обобщенной несущей способностью  $R$  понимают силы или моменты сил в зависимости от используемого метода расчета.

Наступление 2-ой группы предельных состояний оценивают путем сопоставления расчетных осадок  $S_d$ , горизонтальных смещений  $U_d$ , углов крена  $W_d$  с их предельными (допустимыми) величинами  $S_u$ ,  $U_u$ ,  $W_u$  по одному из условий

$$S_d \leq S_u; U_d \leq U_u; W_d \leq W_u. \quad (2.3)$$

Аналогично оценивают раскрытие температурно-осадочных швов и трещин в бетонных и железобетонных конструкциях и местную прочность грунтов основания.

Более подробное описание расчетов сооружений по предельным состояниям приводится в учебниках "Гидротехнические сооружения" [1, 4].

### 2.3. Расчет устойчивости гравитационных плотин на сдвиг, опрокидывание и всплывание

Расчеты устойчивости на сдвиг для плотин на нескальных основаниях выполняют по первому предельному состоянию с целью обеспечения несущей способности основания. Сдвиг плотин на нескальном основании может происходить по следующим схемам:

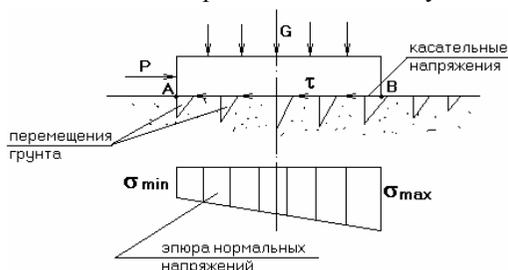


Рис. 2.2 Схема плоского сдвига плотины.

б. Смешанный сдвиг (рис. 2.3) происходит частично по поверхности опирания АВ, а частично с выпором грунта основания по кривой ВСД. Его наблюдают при определенном увеличении нормальных напряжений и пластических деформаций у низовой грани плотины.

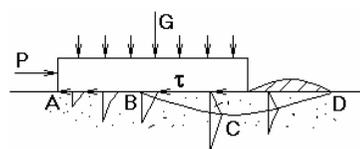


Рис. 2.3. Схема смешанного сдвига плотины.

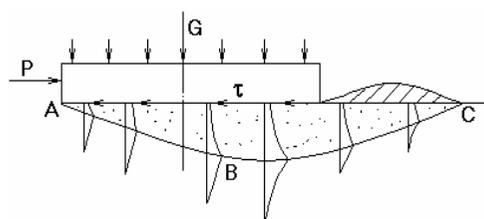


Рис. 2.4. Схема глубинного сдвига плотины.

Глубинный сдвиг наблюдается при значительном развитии областей пластических деформаций в основаниях, несущих большую вертикальную нагрузку.

Схема плоского сдвига для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами, реализуется при выполнении условия

$$\frac{\sigma_{\max}}{B\gamma_{cp}} \leq B, \quad (2.4)$$

где  $\sigma_{\max}$  – максимальное нормальное напряжение;  $B$  – ширина подошвы шва;  $\gamma_{cp}$  – удельный вес грунта основания с учетом взвешивания водой;  $B$  – безразмерный критерий, для всех грунтов, кроме песка,  $B=3$ , для песка  $B=1$ .

Однако для сооружений I и II класса капитальности  $B$  уточняется экспериментально.

Если неравенство (2.4) выполняется, то возможен только плоский сдвиг, если нет, т.е. правая часть этого неравенства меньше левой, то на однородных основаниях возможен смешанный сдвиг, а на неоднородных с большой вертикальной нагрузкой – глубинный сдвиг.

#### 2.3.1 Расчет устойчивости плотины на сдвиг

Расчет устойчивости на плоский сдвиг выполняют по формуле [1]

$$n_c N_p \leq m_{nl} R / \kappa_n, \quad (2.5)$$

где  $n_c$  – то же, что и  $\gamma_{fc}$ , т.е. коэффициент сочетания нагрузок (для основного сочетания  $\gamma_{fc}=1,0$ ; для особого –  $\gamma_{fc}=0,9$ );  $\kappa_n$  – коэффициент надежности, учитывает степень ответственности сооружения и определяется по классу капитальности. Для сооружений I класса  $\kappa_n=1,25$ ; II класса  $\kappa_n=1,2$ ; III класса  $\kappa_n=1,15$ ; IV класса  $\kappa_n=1,1$ ;  $m_{nl}$  – коэффициент условий работы плотины: для бетонных и железобетонных плотин на нескальном основании  $m_{nl}=1$ ; для скального основания  $m_{nl}=0,75 \dots 0,95$ ;  $N_p$  – расчетные значения обобщенного силового воздействия,

$$N_p = T_g + E_{a.o.} - T_n. \quad (2.6)$$

Здесь  $T_g$  – сумма горизонтальных составляющих сил со стороны верхней грани;  $T_n$  – со стороны нижнего бьефа (кроме активного давления грунта);  $E_{a.o.}$  – активное давление грунта со стороны верхнего бьефа.

Далее в формуле (2.5)  $R$  – расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге в МПа; определяется по формуле

$$R = \Sigma G \operatorname{tg} \varphi_1 + m_1 E_{n.n.} + F_{nod} C_1. \quad (2.7)$$

Здесь  $\Sigma G$  – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок, включая фильтрационное и взвешивающее давление;  $\operatorname{tg} \varphi_1$  и  $C_1$  – характеристики грунта по плоскости сдвига,  $\varphi_1$  – угол внутреннего трения,  $c_1$  – коэффициент сцепления грунта, для песка  $\varphi_1=26 \dots 43^\circ$ ,  $C_1 = 0,1 \dots 0,8$  т/м<sup>2</sup>, для супесей  $\varphi_1 = 21 \dots 30^\circ$ ,  $C_1 = 0,3 \dots 1,5$  т/м<sup>2</sup>, для суглинков  $\varphi_1=12 \dots 26^\circ$ ,  $C_1 = 1,2 \dots 4,7$  т/м<sup>2</sup>, для глин  $\varphi_1 = 7 \dots 21^\circ$ ,  $C_1 = 2,9 \dots 8,1$  т/м<sup>2</sup>;  $m_1$  – коэффициент условий работы, учитывающий зависимость пассивного давления от горизонтального смещения,  $m_1 \approx 0,7$ ;  $E_{n.n.}$  – расчетное

значение пассивного давления с низовой стороны плотины;  $F_{нод}$  – горизонтальная проекция площади подошвы плотины, где учитывается сцепление.

Расчеты по схеме смешанного сдвига являются более сложными и выполняются по СНиП 11-16-76 [1]. Расчет гравитационных плотин на сдвиг в случае скальных оснований выполняется по тому же стандарту.

### 2.3.2 Расчет устойчивости на опрокидывание и всплытие

В гравитационных плотинах необжатого профиля при отсутствии растягивающих напряжений по контакту условие устойчивости на опрокидывание обычно выполняется и специальные расчеты не обязательны. Для сооружений обжатого профиля, где на верхней грани допускаются растягивающие напряжения, и для разного вида подпорных стенок выполняются поверочные расчеты на опрокидывание низового ребра по формуле [1]

$$n_c \Sigma M_{опр} \leq m_{пл} \Sigma M_{уд} / \kappa_n, \quad (2.8)$$

где  $\Sigma M_{опр}$  – сумма моментов активных опрокидывающих сил относительно низового ребра;  $\Sigma M_{уд}$  – сумма моментов сил, удерживающих от вращения; например, в заанкеренных плотинах в сумму  $\Sigma M_{уд}$  входит усилие в анкере;  $n_c$  и  $\kappa_n$  – как и в предыдущем расчете, коэффициенты сочетания нагрузок и коэффициент надежности.

Расчет на всплытие выполняют для низких флютбетов, когда напор поддерживается, в основном, затворами, пользуясь неравенством

$$n_c W_{ф.д} \leq m_{пл} G / \kappa_n, \quad (2.9)$$

где  $W_{ф.д}$  – фильтрационное и взвешивающее давление,  $G$  – удерживающие силы, к числу которых относится вес тела бетонной или железобетонной плотины, вес механического оборудования, здания приплотинной ГЭС, турбинного оборудования, подъемных механизмов, вертикальные силы в боковых примыканиях плотины и т.д.

## 2.4. Пути повышения устойчивости и сейсмостойкости плотин

### 2.4.1. Учет свойств основания

Сооружения необходимо или по крайней мере желательно размещать вдали от тектонического разлома в скальном массиве.

Слой ила, пльвуна, мягкопластичной глины в основании удаляют, уплотняют или закрепляют. Для водонасыщенных грунтов также предусматриваются их укрепление и уплотнение.

### 2.4.2. Конструктивные мероприятия для бетонных плотин

Несмотря на то, что сведения о разрушении бетонных плотин при землетрясениях отсутствуют, а сейсмические повреждения редки, при строительстве плотин, особенно в горной зоне, обязательно осуществляются дополнительные конструктивные мероприятия.

Для уменьшения сейсмического воздействия устраивают (по предложению ВНИИГ) [1, 4] пневматические завесы, которые автоматически вводятся в действие при землетрясении, т.е. через перфорированные трубы на напорную грань плотины подается сжатый воздух.

Для повышения сейсмостойкости сооружений необходимо правильно выбрать его форму, расположение швов, компоновку узлов примыкания к берегу и грунтовым плотинам.

Устраивают сейсмические пояса в основании, применяют предварительно напряженные и облегченные конструкции плотин.

Вводят амортизирующие элементы в тело плотины, используют пространственную работу секций плотины в узких ущельях.

Трещиноватые скальные основания подвергаются цементации, а в сплошной скале устраивают поперечные уступы.

### 2.4.3. Конструктивные мероприятия для грунтовых плотин

Грунтовые плотины на сдвиг и опрокидывание не рассчитываются из-за большой растянутости подошвы. Конструктивные предложения по уменьшению сейсмического воздействия на грунтовые плотины заключаются в следующем [4]: устройство пневмозавес, специальной дренажной системы верхнего бьефа, устройство водонепроницаемого, часто асфальтобетонного экрана, снижающего сейсмическую нагрузку на откос и препятствующего разжижению грунта.

Для повышения сейсмостойкости грунтовых плотин в ходе строительства производят: уплотнение грунта тяжелыми виброкатками, и даже взрывами до плотности, исключающей сейсмическое разжижение грунта; упол аживание откосов (коэффициент заложения верхового откоса  $m=1,8$  и более); крепление откосов каменной наброской или железобетонными плитами; устройство в теле плотины одного или нескольких горизонтальных сейсмопоясов, т.е. слоев грунта с динамической жесткостью в 1,5...2 раза меньше, чем тело плотины; использование на гребне плотины рулонного армирующего материала, например нейлоновой сетки; устройство плотин криволинейной (подковообразной) в плане формы, улучшающее её динамические характеристики.

### 3. ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ ПОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИМИ СООРУЖЕНИЯМИ И В ОБХОД ИХ

#### 3.1. Общие сведения о фильтрации

Под фильтрацией понимается движение жидкости в пористой или трещиноватой среде грунта.

По характеру движения фильтрационный поток может быть установившимся и неустановившимся, напорным и безнапорным. Если уровень грунтовых вод расположен ниже подошвы сооружения в нижнем бьефе, то возникает безнапорный поток, а если уровень воды совпадает с дном нижнего бьефа или находится выше его, то появляется напорный поток. При напорном потоке все поры грунта в живом сечении заполнены водой, т.е. отсутствует свободная поверхность потока.

При безнапорном установившемся свободном движении воды в грунте появляется кривая свободной поверхности, которую чаще называют кривой депрессии. Кривая депрессии может иметь форму кривой спада или подпора. В некоторых частных случаях, когда эта линия параллельна линии водоупора или при вертикальном просачивании воды с одинаковой скоростью, имеем равномерную фильтрацию, описываемую уравнением Дарси

$$U = K_{\phi} * J, \quad (3.1)$$

где  $K_{\phi}$  – коэффициент фильтрации, имеющий размерность скорости, м/с или м/сут. Согласно справочнику [1]:

для глины  $K_{\phi} = 0,001$  м/сут; для песка  $K_{\phi} = 1,0-50$  м/сут;  
 для суглинка  $K_{\phi} = 0,05-0,1$  м/сут; для гравия  $K_{\phi} = 20-150$  м/сут;  
 для супеси  $K_{\phi} = 0,1-0,5$  м/сут; для галечника  $K_{\phi} = 100-1000$  м/сут.

Далее в формуле (3.1):  $U$  – скорость фильтрационного потока, изменяющаяся по линейному закону;  $J$  – гидравлический уклон или градиент напора (рис. 3.1), показывающий потери напора на единицу длины (пути фильтрации),

$$J = \frac{H_1 - H_2}{\ell_{1-2}} = - \frac{dH}{d\ell}. \quad (3.2)$$

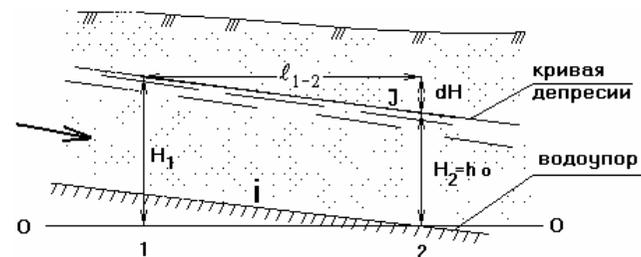


Рис. 3.1. Графическая интерпретация уравнения Дарси.

С учетом выражений (3.1) и (3.2) расход фильтрации определяют по формуле

$$Q = K_{\phi} * \omega_0 * J. \quad (3.3)$$

Как и при равномерном движении в открытом русле,  $J = i$ , где  $i$  – уклон водоупора. Значит  $Q = K_{\phi} * \omega_0 * i$ , где  $\omega_0$  – площадь живого сечения, включает в себя площадь грунта и площадь пор.

Закон Дарси применим при ламинарном режиме движения потока, который наблюдается при малых скоростях фильтрационного потока во всех видах грунтов, кроме галечниковых. Для широкого призматического русла  $\omega_0 = h_0$  в, тогда удельный расход

$$q = K * h_0 * i \quad (3.4)$$

и нормальная глубина  $h_0 = q / K * i. \quad (3.5)$

#### 3.2. Флютбет и его составные части

Под флютбетом (рис. 3.2) понимают подземную часть сооружения, над которой протекает поверхностный поток.

В речных сооружениях составными частями флютбета (рис. 3.2) являются понур, тело плотины, водобой, рисберма и концевой участок (ковш). В сооружениях с низко расположенным порогом, например в регуляторах, вместо тела плотины будет водосливной порог, располагающийся на уровне понура или несколько выше его.

Линия (плоскость) контакта между грунтом основания и подошвой флютбета называется подземным контуром. В нем различают водонепроницаемые (понур, водобой) и водопроницаемые (рисберма) участки, но в фильтрационных расчетах к подземному контуру принято относить только водонепроницаемые части флютбета, на которых происходит гашение энергии потока.

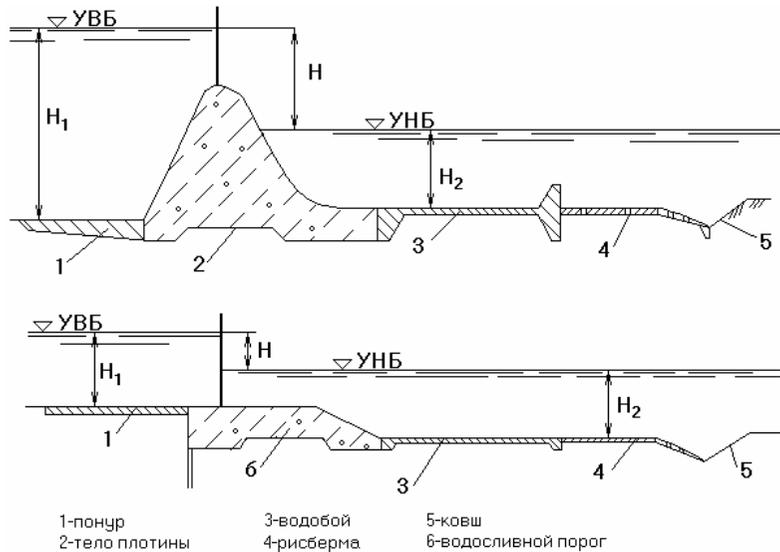


Рис. 3.2. Составные части флютбета.

В подземном контуре различают горизонтальные (подошва контура, плотины, водобоя) и вертикальные (зубья, диафрагмы, шпунтовые стенки) пути фильтрации. Подземный контур, вытянутый в одну линию, называют развернутой длиной или разверткой.

### 3.2.1 Силы, действующие на флютбет

При расчете флютбета на устойчивость и прочность учитывают те же силы, что действуют на любое сооружение (см. п. 2.1).

Рассмотрим подробнее фильтрационные и взвешивающие силы давления. Фильтрационная сила имеет произвольное направление, которое зависит от ориентации подземного контура. Такую силу можно разложить на две составляющие – вертикальную и горизонтальную. Вертикальную составляющую фильтрационного давления называют *противодавлением*. Ее величина зависит от напора  $H$  (разности уровней) и очертания флютбета (длины пути фильтрации). На флютбет, погруженный в воду, действует еще и взвешивающая (архимедова) сила или взвешивающее противодавление. Значение взвешивающей силы определяется глубиной погружения подошвы флютбета под уровень воды нижнего бьефа.

Таким образом, общее противодавление  $W$ , действующее на горизонтальные участки контура, состоит из фильтрационного  $W_\phi$  и взвешивающего  $W_{вз}$  противодавлений:

$$W = W_\phi + W_{вз}. \quad (3.6)$$

Графически фильтрационное и взвешивающее давление можно изобразить в виде эпюр, построенных на горизонтальной части флютбета (рис. 3.3). Тогда это будет эпюра противодавления или на развернутой длине подземного контура, где можно показать и горизонтальное давление.

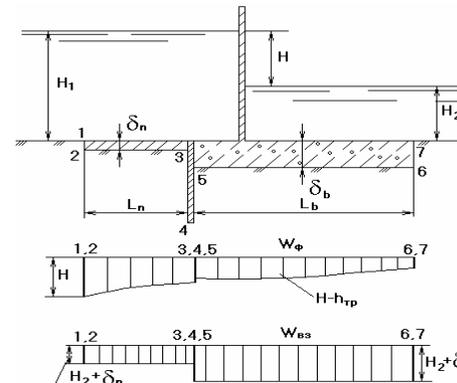


Рис. 3.3. Эпюры фильтрационного и взвешивающего противодавления на флютбет.

По этим эпюрам можно определить силы противодавления  $W_\phi$  и  $W_{вз}$ . Эти силы равны произведению площади эпюры на удельный вес воды  $\rho g$  и ширину флютбета.

Фильтрационные расчеты необходимы для определения устойчивости флютбета на всплывание, вычисления потерь воды (фильтрационного расхода) через основание водоподпорного сооружения, а также для оценки фильтрационной прочности грунта основания.

Существующие методы фильтрационных расчетов можно разделить на три группы.

### 3.3 Методы фильтрационных расчетов

Первая группа – гидромеханические (аналитические) методы, основанные на уравнениях математической физики.

Вторая группа – экспериментальные методы.

Третья группа – приближенные гидравлические методы.

Рассмотрим их в упомянутом порядке.

#### 3.3.1 Гидромеханический метод расчета фильтрации

Основан на дифференциальном уравнении Лапласа, описывающем безвихревое (потенциальное) движение фильтрационного потока, которое имеет вид

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0, \quad (3.7)$$

где  $\Phi$  – потенциал скорости, т.е. некоторая функция  $\Phi(x, y, z)$ , связанная с компонентами скорости следующим образом:

$$U_x dx + U_y dy + U_z dz = -d\Phi, \quad (3.8)$$

откуда 
$$U_x = -\frac{\partial \Phi}{\partial x}; \quad U_y = -\frac{\partial \Phi}{\partial y}; \quad U_z = -\frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad \text{или} \quad (3.9)$$

скорость 
$$U = \sqrt{\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z}\right)^2}. \quad (3.10)$$

Знак минус в уравнениях (3.8) и (3.9) показывает, что фильтрационное движение воды происходит от области с большим потенциалом скорости  $\Phi$  к точкам с меньшим значением  $\Phi$ .

При ламинарной изотропной фильтрации, следуя формуле Дарси

$$U = -K_\phi \frac{dH}{dl}; \quad \text{или} \quad U_x = -K_\phi \frac{dH}{dx}; \quad U_y = -K_\phi \frac{dH}{dy};$$

значит 
$$\Phi = K_\phi * H. \quad (3.11)$$

При плоском движении жидкости, т.е. рассматривая в одной вертикальной плоскости ( $U_y=0$ ), вводят так называемую функция тока  $\varphi$ , при которой скорости  $U$  равны

$$U_x = -\frac{\partial \varphi}{\partial z}; \quad U_z = \frac{\partial \varphi}{\partial x}. \quad (3.12)$$

С помощью функции тока  $\varphi$  можно получить уравнение линий тока в виде

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} dx + \frac{\partial \varphi}{\partial z} dz = 0. \quad (3.13)$$

Можно доказать также, что функция тока, как и потенциал скорости удовлетворяет уравнению Лапласа, т.е.

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0. \quad (3.14)$$

Такие функции называются сопряженными. Зная одну из них, можно найти другую по уравнениям

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\partial \varphi}{\partial z}; \quad \frac{\partial \Phi}{\partial z} = -\frac{\partial \varphi}{\partial x}. \quad (3.15)$$

Линии тока жидкости  $\varphi(x,z)$  нормальны к линиям равного потенциала  $\Phi(x,z)$ , т.е. взаимно ортогональны. Сетка, образованная семейством

линий тока и перпендикулярным семейством линий равного потенциала (напора), называется гидродинамической сеткой.

Построив гидродинамическую сетку, можно решить на ней ряд практических задач: определить напор  $H$ , среднюю скорость  $V$  в любой области фильтрации, удельный  $q$  и полный  $Q$ , фильтрационный расходы.

А построить ее можно, проинтегрировав уравнение Лапласа при определенных граничных условиях (твердые поверхности – подошва флютбета и водоупор являются линиями тока, для которых  $\varphi=\text{const}$ , но  $\varphi_1 \neq \varphi_2$ , на этих границах  $p \neq \text{const}$  и т.д.). Один из методов решения с использованием функций комплексного переменного и теории конформных отображений предложен Н.Н. Павловским. Однако аналитические методы здесь использовать трудно, особенно при сложных очертаниях подземного контура сооружения, поэтому широко применяются приближенные методы расчета напорной фильтрации.

### 3.3.2. Метод электрогидродинамических аналогий (ЭГДА)

Предложен акад. Н.Н. Павловским в 1918 г. и основан [11] на том, что движение электрического тока на плоской электропроводной бумаге подчиняется тому же уравнению Лапласа, что и фильтрационное движение. Если область фильтрации грунта однородна и имеет постоянный коэффициент фильтрации, то удельная электропроводность фольги должна быть одинаковой. Если нет, то электропроводящая область составляется из нескольких слоев бумаги такой же конфигурации, как разрезы пластов, и соотношение их удельной электропроводности должно быть таким же, что и соотношение коэффициентов фильтрации.

Принципиальная схема установки ЭГДА показана на рис. 3.4. При исследовании фильтрации, например, под бетонным ГТС с двумя рядами шпунтов создается геометрически подобная модель, на которой плоский проводник (бумага, фольга) соответствует водопроницаемому грунту, а изолирующие границы – водонепроницаемым контуром флютбета.

Подземный контур в принятом масштабе вырезают в электропроводной среде, а на участках проницаемого грунта в верхнем и нижнем бьефах (см. рис. 3.4, б) присоединяют шины  $\text{Ш}_1$  и  $\text{Ш}_2$ , создающие разность потенциалов, соответствующую напору  $H=H_1-H_2$ .

Прибор ЭГДА работает по схеме мостика Уитсона, когда в диагональ моста включается индикатор нуля – обычно гальванометр (Г). Подвижный контакт реохорда через гальванометр соединен с иглой И, которую можно установить в любой точке токопроводящего контура. Уста-

навливая подвижным контактом реохорда определенную разность потенциалов, обычно равную 0,1; 0,2; 0,3; ... 1,0 V, где V – разность потенциалов, соответствующая напору H, иглой-щупом находят на токопроводящем поле точки равного потенциала. Гальванометр в этих точках дает нулевое показание. Установив новое положение подвижного контакта и перемещая иглу, можно построить следующую линию равного потенциала. Линии тока либо строят графически, зная свойства гидродинамической сетки, либо с помощью того же прибора ЭГДА, переменив места расположения шин.

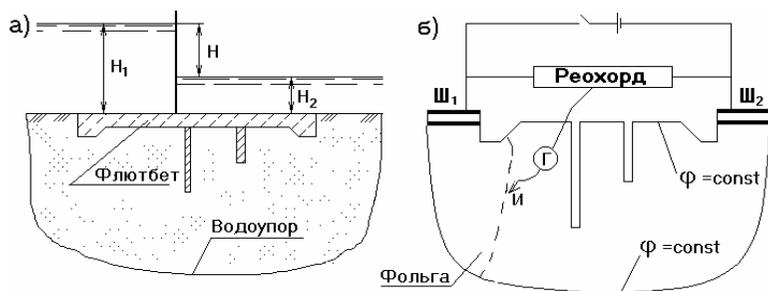


Рис. 3.4. Схема установки ЭГДА.

В результате построения получается гидродинамическая сетка такого вида (рис. 3.5).

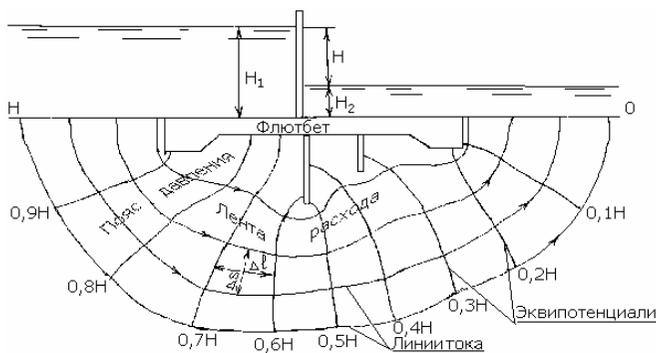


Рис. 3.5. Гидродинамическая сетка при напорной фильтрации под сооружением.

### 3.3.3 Элементы гидродинамической сетки и задачи, решаемые на ее основе

Гидродинамическая сетка образуется криволинейными линиями двух направлений, пересекающимися под прямым углом.

Семейство линий, идущих от поверхности дна верхнего бьефа к поверхности дна нижнего бьефа, представляет собой линии тока (рис. 3.5). Семейство линий, идущих от подземного контура к водоупору, называется линиями равного напора (эквипотенциали). Полосу, ограниченную двумя соседними линиями тока, называют лентой расхода, а полосу между линиями равного напора – поясом давлений (см. рис. 3.5).

Строится гидродинамическая сетка либо методом ЭГДА, либо вручную. При построении гидродинамической сетки считают, что первой линией тока является подземный контур флютбета, а последней – водоупор. При неограниченной глубине водонепроницаемого основания сетку строят с использованием условного водоупора, глубина которого равна глубине активной зоны фильтрации.

Область фильтрации, занятую гидродинамической сеткой, разбивают ортогональными линиями тока и равного напора на криволинейные квадраты с примерно равными диагоналями. Гидродинамическая сетка обладает следующими свойствами: через каждую ленту расхода проходит одинаковый расход, а в пределах каждого пояса давления гасится одинаковый напор (потери напора):

$$\Delta h = \frac{H}{n_n}; \quad (3.16)$$

где  $H$  – действующий напор;  $n_n$  – число поясов напора в сетке (обычно  $n_n = 10$ ).

Скорости в пределах ленты расхода не постоянны (т.е. наблюдается неравномерное установившееся движение). Чем больше размер квадрата, тем меньше скорость и наоборот.

По гидродинамической сетке можно определить большинство характеристик фильтрационного потока, т.е. решить ряд задач.

Так, напор в любой точке области фильтрации определяется по зависимости

$$h_x = n_x \frac{H}{n_n}; \quad (3.17)$$

где  $n_x$  – число поясов напора, отсчитываемых от конца водонепроницаемой части флютбета до данной точки.

Если пояса давлений отсчитывать со стороны верхнего бьефа, то по формуле (3.17) можно определить потерянный напор до рассматри-

ваемой точки. При определении градиента напора следует взять две точки по направлению линии тока, определить разность напоров между ними и разделить на расстояние между этими точками, т.е.

$$J_{cp} = (h_x - h_{x-1}) / \ell_{x-(x-1)}. \quad (3.18)$$

Удельный фильтрационный расход  $\Delta q$ , проходящий через одну ленту расхода, равен:

$$\Delta q = K_{\phi} \frac{H}{n_n}. \quad (3.19)$$

Общий удельный фильтрационный расход в основании сооружения

$$q = K_{\phi} n_{\text{лент}} \frac{H}{n_n}. \quad (3.20)$$

Суммарный фильтрационный расход под флотбетом

$$Q = q B, \quad (3.21)$$

где  $B$  – ширина основания сооружения.

Средняя скорость в любом криволинейном квадрате будет равна

$$V_{cp} = \Delta q / \Delta S, \quad (3.22)$$

где  $\Delta S$  – средний размер квадрата, нормальный к линии тока (см. рис. 3.5).

Таким образом, можно получить эпюру скоростей, в том числе скорости фильтрационного потока на выходе в нижний бьеф, и сравнить их с допускаемыми скоростями для суффозии и выпора грунта данной категории.

В случае, если прогнозируется размыв, следует предусмотреть необходимые мероприятия, чтобы его избежать (см. п. 3.4).

### 3.3.4. Метод удлинненной контурной линии (линейной контурной фильтрации)

В основу метода, разработанного Р.Р. Чугаевым [1], положено допущение о линейном изменении напора по длине подземного контура, тогда как фактически эпюра фильтрационного давления имеет вначале форму вогнутой, а затем выпуклой линии (рис. 3.3). Этот метод позволяет построить эпюру напоров и определить градиенты напора на входе, выходе и по длине контура.

При этом напор оценивают с учетом расчетного расстояния до водоупора  $T$  и так называемой виртуальной длины подземного контура  $L_{\text{вир}}$ , определяемой по зависимости:

$$L_{\text{вир}} = L_0 + 2 * 0,44T, \quad (3.23)$$

где  $L_0$  – действительная длина развернутого подземного контура.

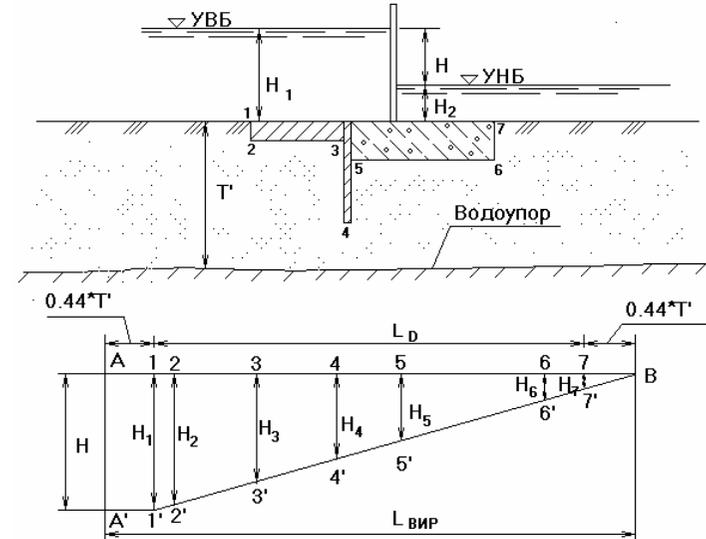


Рис. 3.6. Расчет по методу удлинненной контурной фильтрации.

Эпюры напоров вначале строят на виртуальной длине контура, где ей соответствует линия АВ, а затем конкретизируют ее на действительной длине контура, учитывая, что напор в точке 1 равен  $H$ , так же как и в точке А. При таком уточнении ординаты эпюры напоров для точек действительного развернутого контура будут расположены (см. рис. 3.6) на ломаной линии  $1' \dots 2' \dots 3' \dots 6' \dots 7'$ . Градиент напора вдоль горизонтальных участков контура приближенно равен

$$J_{\text{г.к.}} = -\frac{dH}{dl} = \frac{H}{L_0 + 0.88T}. \quad (3.24)$$

Максимальный выходной градиент напора приближенно равен

$$J_{\text{вых}} = \frac{h_{\text{вых}}}{\ell_{\text{вых}}} = \frac{H_6}{\ell_{6-7}}, \quad (3.25)$$

где  $h_{\text{вых}}$  и  $\ell_{\text{вых}}$  – напор на конце виртуального пути фильтрации и длина фильтрационного виртуального пути. Зная  $J_{\text{вых}}$ , можно по формуле Дарси определить выходную скорость фильтрационного потока:

$$U_{\text{вых}} = J_{\text{вых}} K_{\phi} \quad (3.26)$$

и сравнить ее с допустимой на размыв грунта. Общую фильтрационную прочность грунта можно также определить по градиенту напора  $J_{cp} = J_{кр}^{cp} / K_n$ , где  $J_{cp}$  – осредненный градиент напора в данной области

фильтрации;  $J_{кр}^{cp}$  – критический градиент напора, равный: для песка  $J_{кр}^{cp}=0,29\dots0,45$ ; для суглинка  $J_{кр}^{cp}=0,65$ ; для глины  $J_{кр}^{cp}=1,2$ ; для супеси  $J_{кр}^{cp}=0,6$ .  $K_n$  – коэффициент надежности:  $K_n=1,25$  для сооружений I класса;  $K_n=1,1$  для IV класса (см. п.2.2).

В случаях однородно-анизотропного грунта, т.е. такого, у которого коэффициенты фильтрации по горизонтальному  $K_{гор}$  и вертикальному  $K_{верт}$  направлениям неодинаковы, эти коэффициенты приводят к однородно-изотропному грунту по формуле

$$K_{cp} = \sqrt{K_{гор} K_{верт}} \quad (3.27)$$

По этой искаженной схеме определяют параметры фильтрационного потока одним из рассмотренных методов.

Если же имеем однородно-изотропный слоистый грунт с толщиной слоев  $T_1, T_2 \dots T_n$  и соответствующими коэффициентами фильтрации  $K_1, K_2 \dots K_n$ , то определяют приведенный коэффициент фильтрации  $K_{np}$ :

$$K_{np} = \frac{K_1 T_1 + K_2 T_2 + \dots + K_n T_n}{T_{np}}, \quad (3.28)$$

где  $T_{np}$  – приведенная (виртуальная) глубина водоупора, равная

$$T_{np} = \frac{K_1}{K_{np}} T_1 + \frac{K_2}{K_{np}} T_2 + \dots + \frac{K_n}{K_{np}} T_n. \quad (3.29)$$

Поскольку (3.28) и (3.29) – это по сути одно и то же уравнение с двумя неизвестными, в первом приближении  $T_{np}$  принимают равным сумме  $T_1+T_2+\dots+T_n$ , а затем уточняют.

### 3.4 Мероприятия по уменьшению фильтрационного противодействия, расхода и деформаций грунта

Наиболее распространенной мерой по уменьшению противофильтрационного давления, расхода и фильтрационных деформаций является устройство дренажа и вертикальных шпунтовых стенок.

Дренажем называется устройство, обеспечивающее отвод профильтрованных вод и снижение фильтрационного противодействия в пределах водонепроницаемой части подземного контура. Дренаж может быть горизонтальным и вертикальным. Для устройства горизонтального дренажа применяют крупные пески, гравий и гальку и их смеси, а также пористый бетон и минеральные волокнистые материалы с повышенным коэффициентом фильтрации. Вертикальный дренаж устраивается преимущественно в скальных основаниях в виде глубоких скважин с откачкой воды.



Рис. 3.7. Размещение дренажа по подземному контуру нескального грунта.

Дренаж под водобоем наряду с отводом фильтрационных вод частично (если он расположен только в концевой части водобоя) или полностью (при расположении по всей длине водобоя) снимает противодействие на флутбет. При расположении под плотиной дренаж выполняет те же задачи, что и перед водобоем. Дренажи, расположенные в различных частях сооружения, в том числе галереи, соединяются между собой и должны обеспечить отвод фильтрационных вод в нижний бьеф.

Включение шпунтовых стенок в подземный контур приводит к увеличению пути фильтрации, в результате чего уменьшается градиент напора и связанные с ним скорость и расход фильтрации.

Кроме того, за стенкой снижается фильтрационное противодействие и повышается фильтрационная прочность грунта.

Шпунтовая стенка обычно располагается в конце понура, реже устраиваются двухрядные стенки.

В скальных основаниях кроме вертикального дренажа применяются цементационные завесы, т.е. закачка цементного раствора в трещины скалы.

Перечисленные мероприятия позволяют повысить общую фильтрационную прочность грунта, а также предотвратить или уменьшить такие виды фильтрационных деформаций, как механическая и химическая суффозия (перемещение мелких частиц грунта через крупные поры), контактный размыв на границе слоев грунта различной крупности и фильтрационный выпор, т.е. отрыв и вертикальное перемещение грунта в месте выхода потока грунтовых вод в нижний бьеф.

Необходимо отметить, что наряду с напорной фильтрацией под флутбетом сооружений существует безнапорная фильтрация через тело грунтовых плотин, а также фильтрация в обход сооружений.

### 3.5. Упрощенный метод расчета обходной фильтрации

Бетонные ГТС примыкают торцевыми частями, т.е. устоями, к берегам или к грунтовым плотинам. За счет создаваемого ими подпора в грунтах береговых примыканий возникает обходной безнапорный фильтрационный поток, а в зоне насыщенных грунтов фильтрующейся водой – боковое гидростатическое давление на устои. Это может нарушить фильтрационную прочность грунтов и привести к разрушению сооружения.

Фильтрационный поток в зоне обходной фильтрации носит пространственный (трехмерный) характер. Точно определить параметры такого сложного фильтрационного потока затруднительно. Поэтому для сооружений I и II классов задачи обходной фильтрации как для бетонных, так и для грунтовых плотин решают моделированием по методу ЭГДА (рис. 3.8) с учетом того, что поток в данном случае безнапорный и ограничивается сверху кривой депрессии.

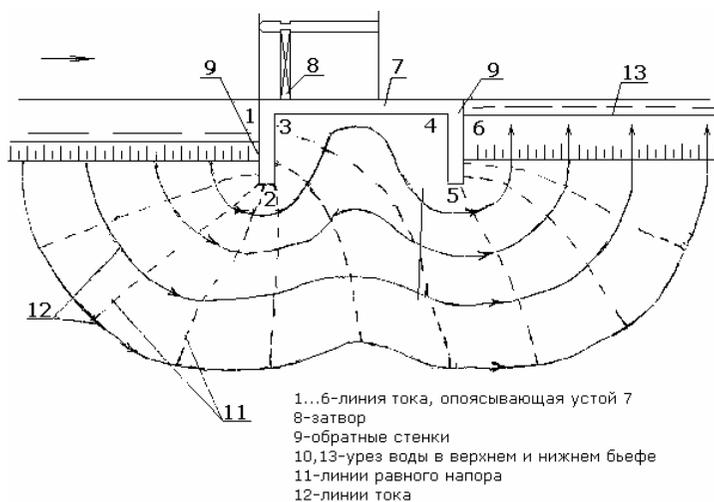


Рис. 3.8. Гидродинамическая сетка при фильтрации в обход ГТС, построенная методом ЭГДА (полуплан).

В упрощенных методах расчета обходную фильтрацию по контакту с устоем (линия 1, 2 ... 6) по аналогии с методом ЛКФ рассматривают как плоскую задачу (рис. 3.9).

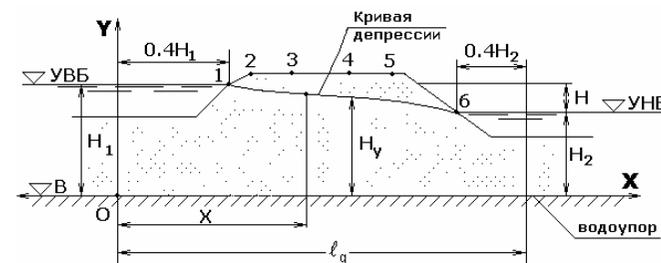


Рис. 3.9. Схема упрощенного метода расчета обходной фильтрации.

Ординаты кривой депрессии для развернутого внешнего контура устоя (линия 1, 2 ... 6) определяются по формуле Дюпюи:

$$H_y = \sqrt{H_1^2 - (H_1 - H_2)^2 \frac{x}{l_q}}, \quad (3.30)$$

а удельный расход фильтрационного потока Дюпюи определяет как

$$q = K_\phi \frac{H_1^2 - H_2^2}{2l_q}; \quad (3.31)$$

где  $H_1$  и  $H_2$  – напор фильтрационного потока в верхнем и нижнем бьефе;  $l_q$  – виртуальная длина внешнего бокового контура устоя.

$$l_q = l_{(1...6)} + 0,4(H_1 + H_2), \quad (3.32)$$

$x$  – абсцисса заданной точки фильтрации,  $K_\phi$  – коэффициент фильтрации.

Необходимо отметить, что формулы Дюпюи (3.30) и (3.31) применяются также при построении кривой депрессии и расчете фильтрации через тело однородной грунтовой плотины.

В данном же случае для определения устойчивости грунта примыкания к размыву определяется средний градиент напора на контакте бетон – грунт по формуле

$$\bar{J}_{cp} = \frac{H}{l_q}. \quad (3.33)$$

Затем полученная величина градиента напора сравнивается с критической величиной, приводимой в справочниках [1, 4].

## 4. ВОДОЗАБОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ДЕРИВАЦИОННЫХ ГЭС

### 4.1. Понятие о водозаборе.

#### Классификация водозаборных сооружений

Под водозабором [1] понимают технологический процесс, который обеспечивает подачу в водовод требуемого количества воды, очищенной от крупных фракций наносов и плавающих тел.

Водозабор включает ряд технологических операций: водоотбор из реки или другого источника необходимого количества воды; борьбу с наносами, плавником и мусором; водоподачу в магистральный канал или трубопровод в соответствии с графиком водоподачи; рыбозащиту, аварийную защиту и т.д.

Водозаборные сооружения, устраиваемые в голове водохозяйственной или энергетической системы, называют головными водозаборными узлами.

Водозаборные низконаправленные гидроузлы (с напором до 5 м) можно классифицировать по нескольким основным признакам [1, 4]:

- по виду используемого водоисточника: речные, озерные, морские, каптажные, водозаборные сооружения из каналов;
- по условиям транспортирования воды от водозаборного сооружения: самотечные и с механической подачей воды;
- по месторасположению относительно речного русла: русловые, береговые;
- в зависимости от наличия или отсутствия плотины: плотинные или бесплотинные;
- по типу применяемых средств борьбы с наносами: с циркуляционными порогами, с промывными галереями, отверстиями в бьефах и устоях, лотковые, двухъярусные;
- по расположению водозаборных отверстий в вертикальной плоскости: с поверхностным и глубинным (донным) водозабором.

### 4.2. Выбор места расположения речного водозаборного узла

Задачу выбора места расположения водозабора решают на основании материалов инженерных изысканий: гидрологических, геологических, топографических и энергетических [1, 13].

Наиболее удобны для размещения водозаборных гидроузлов участки реки с криволинейным или прямолинейным устойчивым руслом, без отмелей и островов, с трудноразмываемым дном и берегами.

Неблагоприятными для расположения водозаборного сооружения считаются участки:

- а) с расположенными выше сооружения притоками, селеносными логами, несущими большое количество наносов;
- б) с уменьшающимися ниже участка продольным уклоном русла, что ухудшает условия транспорта наносов.

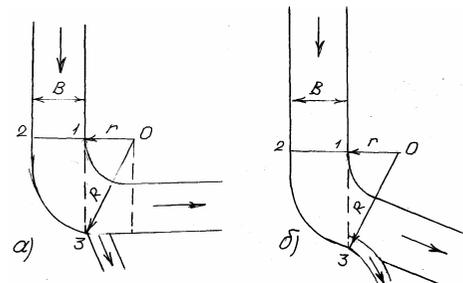


Рис. 4.1. Выбор места расположения водозабора: а) бокового; б) фронтального.

Лучшее место для расположения точки отбора воды – вогнутый берег реки, где циркуляционные течения, образующиеся в результате искривления русла, относят наносы к противоположному выпуклому берегу. При этом рекомендуется располагать точку бокового водоприемника (рис. 4, 1а) ниже точки 3 пересечения касательной 1-3 выпуклого берега с вогнутым берегом по урезу паводка 1% обеспеченности.

Длину участка 2-3 вогнутого берега можно определить по формуле

$$L_{2-3} = \pi R \frac{\arccos \frac{r}{R}}{180^\circ}. \quad (4.1)$$

Фронтальный водозабор, расположенный в той же точке, что и боковой (рис. 4.1б), размещают нормально к радиальному сечению 0-3. Створ плотины при боковом водозаборе (рис. 4.1а) располагают нормально стержню потока по линии 0-4.

### 4.3. Бесплотинные водозаборные узлы

#### 4.3.1. Общие сведения о бесплотинных водозаборных узлах

Тип водозаборного гидроузла (плотинный, бесплотинный) выбирается в зависимости от коэффициента водозабора (водоотбора), требований, предъявляемых к качеству воды и принятой схемы комплексного использования реки.

Бесплотинным называют такой водозаборный гидроузел, в котором технологические операции процесса водоотбора из реки осуществляются при бытовых уровнях воды, т.е. практически без подпора.

Бесплотинные водозаборные сооружения на горных реках, как правило, устраиваются [1, 13] при коэффициенте водоотбора  $\alpha < 0,2 \dots 0,25$ . Здесь  $\alpha = Q_{вод} / Q_{75\%}$ , где  $Q_{вод}$  – максимальный расход водоотбора в отвод,  $Q_{75\%}$  – расход реки 75% обеспеченности.

Конструкции бесплотинных сооружений выбирают из следующих условий: соответствия гидрологическому и русловому режиму реки, удобства эксплуатации; максимального использования местных строительных материалов, надежности и долговечности конструкций.

С гидравлической точки зрения забор воды из реки в деривацию или другой канал представляет собой задачу деления потока, когда часть расхода основного русла подается в отвод. При этом с помощью специальных приемов не допускается или резко уменьшается поступление в отвод донных наносов, льда, шуги, плавника. Бесплотинный водозаборный гидроузел представляет комплекс низконапорных ( $H < 5$  м) сооружений, иногда находящихся на значительном расстоянии друг от друга, но функционирующих во взаимодействии.

По форме управления потоком, подаваемым в деривацию, бесплотинные гидроузлы делятся на нерегулируемые (неинженерные) и регулируемые (инженерные).

К неинженерным (туземным) [13] относятся сооружения, в которых нет регуляторов, т.е. осуществляется примитивный отвод воды в канал с помощью сипаев, шпор, прокопов или без них. Схемы нерегулируемых водозаборных сооружений показаны на рис. 4.2, а, б, в.

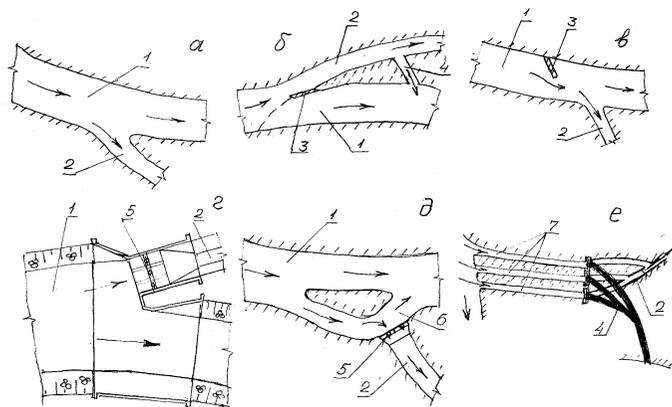


Рис. 4.2. Схемы бесплотинных водозаборных узлов:  
1 – источник; 2 – канал; 3 – шпора водозахватная; 4 – сбросной канал;  
5 – регулятор; 6 – проран; 7 – прокопы-отстойники.

Недостатки таких сооружений: большие размеры деривационного канала, рассчитанного не на требуемый, а на максимальный расход поступления воды; заиливание канала; нерегулярность водоподачи при блуждающем русле реки. Поэтому, несмотря на сравнительно малую стоимость, такие водозаборные сооружения в настоящее время применяются редко.

#### 4.3.2. Бесплотинные инженерные гидроузлы с боковым водозабором

На инженерных сооружениях в голове каналов или на некотором удалении от нее устанавливаются регуляторы либо стабилизаторы расхода воды. Они обеспечивают подачу воды в деривацию в соответствии с графиком водопотребления МГЭС независимо от колебания уровня воды в источнике. Показанные на рис. 4.2, в, д, е схемы регулируемых бесплотинных гидроузлов с боковым водозабором имеют продольную ось отводящего канала, которая расположена под углом до  $90^\circ$  по отношению к оси русла реки.

Устройство гидроузлов с многоголовым водозабором (схема 4.2, е) позволяет: рассредоточить очистку каналов-протоков от наносов по времени и, тем самым, обеспечить непрерывную подачу воды даже при блуждающих руслах; повысить командный уровень, используя расположенные выше по течению головы. Головы этих водозаборных сооружений располагают в зависимости от уклона иногда на расстоянии  $1 \dots 3$  км друг от друга. Однако устройство дублирующих каналов-протоков 7 в головной части деривационного канала 2 в совокупности со сбросными каналами 4 (рис. 4.2, е) усложняет конструкцию водозаборного узла и увеличивает его стоимость.

#### 4.3.3. Бесплотинные гидроузлы с фронтальным (шпорным) водозабором

Водозаборные сооружения таких гидроузлов оборудуются [1] выдвинутой шпорой 1 (рис. 4.3, а, б, в) или водозахватной шпорой 1 (рис. 4.3, г, д), заканчивающейся дамбой 2.

Идея водозахватного устройства (шпоры) заключается в создании с ее помощью некоторого подпора в потоке, что позволяет увеличить расход воды в отводящий канал и уменьшить объем захватываемых донных наносов. Шпорный водозабор применяется на реках с неустойчивым руслом, резким падением уровней воды в реке при прохождении небольших расходов.

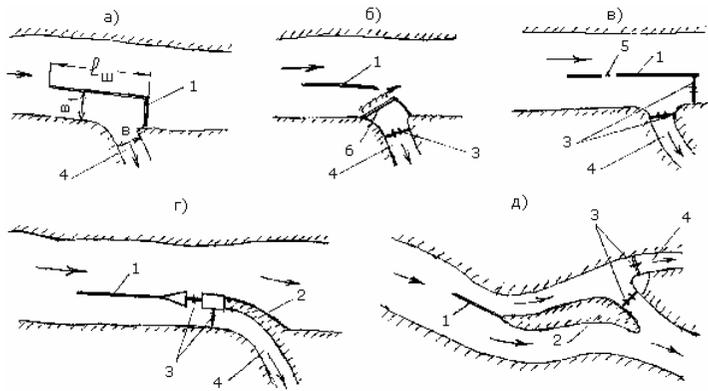


Рис. 4.3. Схемы фронтальных бесплотинных гидроузлов:  
1 – шпора; 2 – дамба; 3 – регулятор; 4 – канал; 5 – сброс.

Шпора обеспечивает фронтальный захват воды и представляет собой дамбу прямолинейного, криволинейного или ломаного в плане очертания, выполненную из местных строительных материалов, реже из железобетона или стали. Наиболее эффективно шпоры работают при ширине подводящего канала, образованного шпорой,  $v_1 = 1,5v$ , где  $v$  – ширина отводящего канала (см. рис. 4.3, а).

Фронтальные бесплотинные водозаборные узлы устраивают с регулятором 3 в голове канала 4, а также промывным регулятором 5 в пределах шпоры и наносоперехватывающими порогами 6 (см. рис. 4.3).

Для увеличения коэффициента водозабора (вплоть до 0,7) предложена конструкция фронтального водозаборного сооружения для устойчивых русел горных рек (рис. 4.4). Эта конструкция, обеспечивая более высокий процент водозабора, улучшает условия борьбы с наносами, условия командования, повышает надежность водозабора.

Такие свойства обеспечиваются с помощью сочетания порога 6 и шпор 1 и 2. Регуляционная шпора (дамба) 2 из местных материалов почти полностью перекрывает русло реки, поэтому эта конструкция является переходной ступенью к плотинному водозабору.

В зависимости от перепада уровней в реке регулятор 3 на канале 4 проектируют открытым или диафрагмового типа. Отметку порога регулятора (здесь и в других регуляторах водозаборных сооружений) назначают из условия обеспечения водозабора в маловодный период, но не ниже средних отметок дна реки или подводящего зарегулированного русла. Для смыва донных наносов, попавших в водоприемник, в шпоре 1

целесообразно устроить промывник 5, а для удержания мусора на входе в деривацию 4 установить решетку 7.

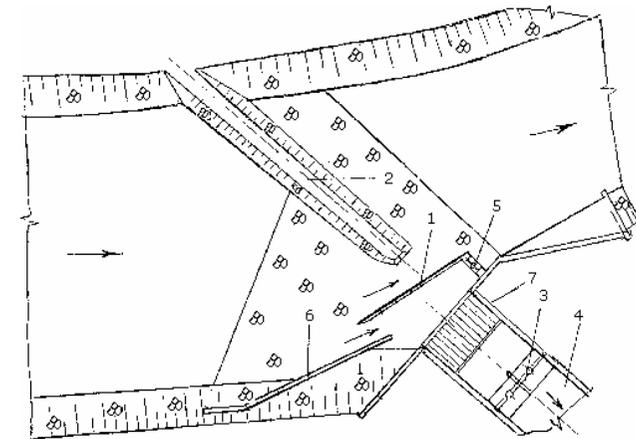


Рис. 4.4. Бесплотинный фронтальный водозаборный узел для горных рек.

#### 4.3.4. Расчеты бесплотинных водозаборных узлов

При проектировании бесплотинного водозаборного узла проводят расчетное обоснование параметров его сооружений на основе гидравлических и статических расчетов.

Гидравлическими расчетами устанавливаются размеры водопропускных сооружений: каналов-прокопов, регуляторов, водосливных порогов, промывников. Гидравлический расчет каналов-прокопов сводится к определению размеров их поперечного сечения и уклона дна. Расчет прокопов, используемых в качестве отстойников, выполняют, исходя из принятого метода их очистки от наносов (гидравлический промыв или механическая очистка).

Гидравлический расчет регуляторов заключается в определении их ширины и количества пролетов, чаще всего по формулам водосливов с широким порогом с проверкой расхода по формулам истечения из-под затвора. Если предусматривается локальная гидравлическая автоматизация, то вместо плоского затвора, как правило, устанавливается стабилизатор расхода воды, гидравлический расчет которого приводится в специальном разделе.

Статические расчеты каналов сводятся к определению устойчивости их откосов. При расчете регуляторов, флотбетов и других сооруже-

ний на прочность и устойчивость устанавливают необходимые размеры подпорных стенок, блоков, устоев, балок служебных и подъездных мостов, плит флютбета и пр.

Для выполнения расчетов устойчивости и прочности элементов сооружений необходимо иметь данные о всех воздействиях на них в соответствии со СНиП 2.06.04-82.

Следует отметить, что ввиду недоработанности конструкции и специфичности применения бесплотинные водозаборные сооружения на горных реках Кыргызстана имеют меньшее распространение по сравнению с плотинными.

#### 4.4. Плотинные водозаборные гидроузлы

##### 4.4.1 Условия применения и состав плотинных водозаборных узлов

В тех случаях, когда бытовые уровни воды недостаточны для самотечного забора воды, а также когда коэффициент водозабора превышает [13] величину  $\alpha=0,25$ , устраивают плотинные водозаборные узлы.

Свое название они получили от основного сооружения гидроузла – плотины, создающей подпор уровня воды и обеспечивающей гарантированный водозабор. Плотинный водозабор применяют также в следующих случаях: когда необходимо сократить длину холостой части деривационного канала; а также при двустороннем водозаборе воды на обоих берегах; при наличии выше створа водозабора быстрин, порогов, являющихся очагами повышения мутности и шугообразования.

Устройство плотинного водозабора позволяет повысить качество забираемой воды по сравнению с бесплотинными, но является более дорогостоящим. В состав плотинных водозаборных гидроузлов входят: плотина (глухая и водосбросная или только водосбросная); регулирующие сооружения типа зарегулированного русла; регулирующие сооружения для поддержания необходимого уровня воды и обеспечения расхода водоподачи (чаще всего затворы, в том числе автоматизированные); наносозащитные и промывные устройства.

Иногда для обеспечения требуемой степени очистки воды от наносов устраиваются отстойники, а для удаления шуги из отводящего канала – шугосбросы. Для борьбы с наносами в компоновках плотинных гидроузлов используют естественную и искусственную циркуляцию потока, реактивные донные течения, возбуждаемые искусственными преградами и экранами; послонный отбор воды и др.

По расположению на участках реки плотинные гидроузлы делятся на горные, предгорные и равнинные (долинные).

По условиям поступления воды в отвод водозаборные сооружения бывают поверхностными и донными, боковыми и фронтальными.

##### 4.4.2 Боковые поверхностные плотинные водозаборные узлы

Под боковым понимается водозабор из источника, осуществляемый под прямым или тупым углом ( $90^\circ \leq \alpha < 140^\circ$ ) к оси потока реки.

В боковых плотинных гидроузлах головное сооружение на отводящем канале (регулятор) обычно располагается на берегу реки рядом с плотиной. Регулятор в зависимости от величины напора в верхнем бьефе и отметки расположения порога может быть открытого (поверхностный) или диафрагмового типа (глубинный регулятор).

Плотина водозаборного сооружения представляет собой бетонный водослив практического профиля с отметкой гребня на НПУ (водосливная плотина) либо речной пролет, перегороженный плоскими затворами или гидравлическими затворами-автоматами уровня верхнего бьефа (водоподпорная плотина). Боковые водозаборные гидроузлы располагают на прямолинейных и криволинейных участках рек.

К водозаборным узлам, сооружаемым на горных реках, предъявляются повышенные требования: минимальное стеснение русла; подвод и отвод воды в зоне гидроузла устойчивым руслом; эффективные меры борьбы с донными наносами; обеспечение быстрого пропуска паводкового расхода и крупногабаритного плавника; надежная подача расчетных расходов в отвод.

Определяющей характеристикой любого водозаборного сооружения является применяемый на нем метод и количество ступеней борьбы с донными наносами. Для борьбы с наносами в горных водозаборных узлах используют поперечную циркуляцию в речном потоке, для возбуждения которой применяют специальные конструкции. Это [1, 3, 10, 13]: донные наносоперехватывающие галереи конструкции Н.Ф. Данелия (рис. 4.5, а); косонаправленные циркуляционные пороги конструкции Г.В. Соболина, применяемые зачастую совместно с донной водоприемной галереей, перекрытой решеткой (рис. 4.5, б); криволинейные (радиальные) наносоперехватывающие пороги конструкции Я.В. Бочкарева и И.К. Рудакова, заканчивающиеся промывными отверстиями в промежуточном быке речного пролета (рис. 4.5, в); двойные пороги и наносоперехватывающая галерея конструкции Я.В. Бочкарева и Б.И. Мельникова.

Водозаборные гидроузлы с донными промывными галереями (рис. 4.5, а) широко применялись в начальный период строительства инженерных сооружений (50-60-е годы XX в.). Опыт их эксплуатации пока-

зал ошибочность принятой гипотезы о слоистости течения потока в зоне водозабора. Циркуляционный поток увлекает наносы и в первую по течению донную галерею и в боковой отвод, а в нижнюю галерею они почти не попадают.

Для повышения эффективности противонамосной защиты в последнее время применяется двухступенчатая схема борьбы с наносами, осуществляемая посредством двойных наносоперехватывающих порогов конструкции Я.В. Бочкарева и Б.И. Мельникова и наносоперехватывающей траншеи из отводящего канала (рис. 4.5, г).

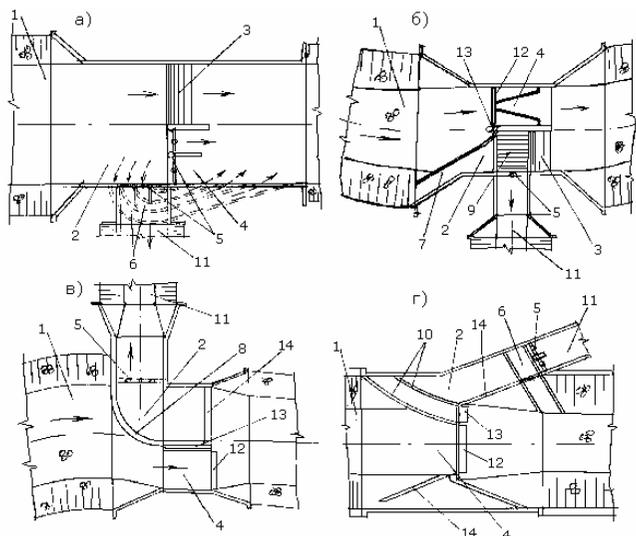


Рис. 4.5. Плотинные горные водозаборные узлы:

а – с наносоперехватывающей донной галереей; б – с КЦП и решетчатой водоприемной галереей; в – с выпуклым криволинейным порогом; г – с двойным порогом и наносоперехватывающей галереей. 1 – подводящее русло; 2 – водоприемник; 3 – водосливная плотина; 4 – водосбросной пролет; 5 – регулятор; 6 – наносоперехватывающие галереи; 7 – КЦП; 8 – выпуклый криволинейный порог; 9 – решетка водоприемной галереи; 10 – двойной циркуляционный порог; 11 – отводящий канал (деривация); 12 – затвор-автомат уровня; 13 – промывное устройство; 14 – водослив.

Следует отметить, что все перечисленные методы обеспечивают защиту деривационных водоводов от донных (крупный песок, гравий, галька), но не взвешенных наносов (мелкий песок, частицы грунта в воде). Если размеры взвешенных фракций наносов в потоке превышают

допустимые по нормам эксплуатации гидросилового оборудования (гидротурбин) величины, то в составе водозаборного узла или деривации предусматривается устройство отстойников.

Рассмотрим некоторые особенности конструкции и работы водозаборных сооружений, показанных на рис. 4.5, б-г. Примыкающий к регулятору отвода 5 водоприемник 2 имеет порог, отметка верха которого совпадает с отметкой порога регулятора. Необходимый напор в водоприемнике поддерживается посредством затворов 12 водосливного пролета и водослива 14, а расход и качество воды обеспечиваются входными порогами 7, 8, 10. Водосливная часть плотины 4, как правило, отделена от водоприемника промежуточным бычком, в котором имеется промывник 13 для сброса донных наносов в нижний бьеф сооружения. В решетчатом водозаборном сооружении (рис. 4.5, б) промывник 13 расположен под углом  $45^{\circ}$ - $60^{\circ}$  к продольной оси быка и наносы под воздействием циркуляции, создаваемой КЦП, смываются в речной пролет 4. В водозаборном сооружении с выпуклым криволинейным (радиальным) порогом (рис. 4.5, в) промывное отверстие 13 расположено вдоль промежуточного быка и промыв наносов осуществляется непосредственно в нижний бьеф сооружения.

В последнем варианте водозаборного сооружения (рис. 4.5, г) промывником является вначале канал, образуемый двойным криволинейным порогом 10, а затем – наносоперехватывающая галерея 6, транспортирующая наносы в отводящее русло реки.

Промывники 13 могут перекрываться плоскими щитами или специальными промывными устройствами, в том числе специальными затворами-автоматами промыва наносов.

Назначение водосбросного пролета 4 состоит в пропуске излишков расхода воды и сбросе плавника в нижний бьеф, а также в создании посредством затворов 12 необходимого командного уровня над отводом. Кроме того, открывая затворы 12, речной пролет 4 используют для смыва призмы наносов, образующейся в межженный период в верхнем бьефе сооружения.

#### 4.4.3. Фронтальные плотинные водозаборные узлы

Под фронтальными понимают гидроузлы, в которых поступление воды в водоприемник происходит в направлении, вначале совпадающем с направлением движения основного потока реки. Особенность фронтального водозабора – поверхностный отбор воды из верхних, очищенных от минеральных фракций наносов, слоев речного потока и донный промыв наносов транзитом по реке.

Для борьбы с донными наносами также, как и у боковых водозаборных узлов, широко используют особенности гидравлической структуры потока. Конструктивно фронтальные гидроузлы в зависимости от типа устройства для борьбы с наносами делятся на двухъярусные, с карманом (индийский тип); с наносоперехватывающей галереей; с донными промывными галереями; с устройством для возбуждения поперечной циркуляции и др. Возможно сочетание различных устройств для защиты от наносов в одном сооружении.

В компоновке фронтального двухъярусного водозаборного сооружения (эльсденовский тип) использован принцип послойного деления воды на глубине. Нижние слои, в большей степени насыщенные наносами, транзитом через фронтальные промывные галереи сбрасываются в нижний бьеф. Верхние, осветленные слои по водопроводящим лоткам, вначале фронтальным, а потом с закруглениями по радиусу, поступают в магистральные каналы. Такие водозаборы могут быть односторонними и двухсторонними. Один из первых в СССР двухсторонних фронтальных двухъярусных водозаборов был построен в 20-х годах по проекту инженера А.В. Васильева в Киргизии на р. Чу (рис. 4.6, Чумышский гидроузел).

Он успешно эксплуатируется до сих пор в системе телемеханики, обеспечивая подачу воды в Георгиевский (Казахстан) и Ат-Башинский (Кыргызстан) магистральные каналы.



Рис. 4.6 Схема фронтального водозаборного сооружения на примере Чумышского гидроузла.

Однако этот и другие типы фронтального водозабора, в том числе распространенный – ферганский тип с криволинейным подводным руслом, могут найти применение на долинных (равнинных) реках с относительно малыми скоростями и влекомыми фракциями наносов.

На горных реках промывные галереи и карманы засоряются крупными наносами и плавником; в результате высокой циркуляции наносы начинают поступать в отводы. Поэтому для деривационных водозаборных узлов на горных реках могут быть рекомендованы боковые плотинные гидроузлы (рис. 4.5).

#### 4.4.4. Расчеты плотинных водозаборных узлов

По аналогии с бесплотинными водозаборными сооружениями задачей гидравлического и статического расчета плотинных водозаборных узлов является определение их основных конструктивных размеров, а также прочности и устойчивости.

Более подробно состав гидравлических расчетов различных конструкций боковых плотинных водозаборных узлов для горных рек изложен в методических указаниях к курсовому проекту по дисциплине "Энергетические сооружения установок НВЭ" [14].

Гидравлические расчеты включают:

- определение размеров криволинейного или прямолинейного подводного зарегулированного русла: ширины, длины, радиусов закругления, средней глубины потока, диаметра камня для отстойки, строительной высоты дамб в зависимости от величины руслоформирующего расхода и средневзвешенного уклона русла;
- определение наполнения в верхнем бьефе сооружения в зависимости от расхода воды 1% обеспеченности, ширины и количества речных пролетов по формуле неподтопленного водослива с широким порогом;
- расчет наносозащитного порога, т.е. определение его высоты, длины наклонного и горизонтального участков гребня, радиуса закругления, общей длины порога по формуле косоугольного водослива с тонкой стенкой;
- для водозаборного сооружения с решетчатой донной водоприемной галереей – вычисление длины решетки по формуле Е.Е. Замарина;
- определение ширины промывного отверстия в промежуточном быке в зависимости от максимального диаметра камня, транспортируемого речным потоком;
- расчет крепления нижнего бьефа сооружения, в том числе высоты зуба флютбета, глубины воронки размыва, толщины и длины креп-

ления в функции удельного скоростного расхода и ширины водосбросного фронта;

- расчет средств автоматизации поддержания необходимого командного уровня воды и расхода воды, заключающийся в определении размеров их конструктивных элементов.

#### 4.5. Водозаборные сооружения из ирригационных каналов в деривацию

Использование ирригационных каналов в качестве источников для деривационных миниГЭС предложено К.А. Токомбаевым [16]. В Кыргызстане большинство магистральных и межхозяйственных ирригационных каналов, расположенных в горно-предгорной зоне, имеют большие уклоны дна и, следовательно, высокий энергетический потенциал.

Концентрация напора МГЭС создается за счет разности уклонов деривационного и ирригационного каналов. При этом предлагаются [16] три схемы использования энергетического потенциала ирригационных каналов (рис. 4.7).

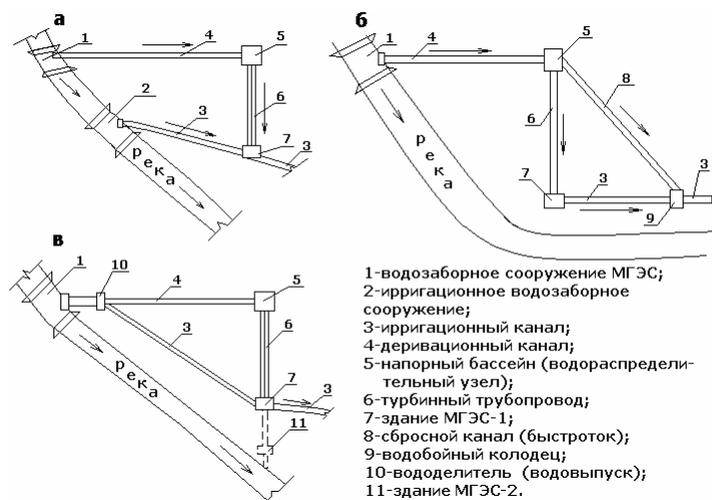


Рис. 4.7. Схемы энергетического использования ирригационных каналов.

В первой схеме (рис. 4.7, а) ирригационный 3 и деривационный канал 4 используются по прямому назначению и каждый из них имеет отдельное водозаборное сооружение 1 и 2.

Вода после использования для выработки электроэнергии из здания малой ГЭС 7, снова подается в ирригационный канал 3. Такая схема, как и схема б, может применяться при сравнительно малых уклонах ирригационного канала 3, но при достаточном перепаде высот между водозаборными сооружениями и зданием ГЭС.

Недостатком схемы а является большая стоимость гидроэнергетического узла, связанная с необходимостью строительства двух водозаборных сооружений.

В схеме б этот недостаток устраняется, так как здесь строится одно водозаборное сооружение 1, последовательно снабжающее водой вначале агрегаты МГЭС 7, а затем – ирригационную систему 3. Сбросной канал, в виде быстротока 8, предназначен для сброса излишков воды из напорного бассейна 5 на ирригацию. В горно-предгорной зоне Кыргызстана ирригационные каналы имеют достаточно большие уклоны (от 0,01 до 0,1). Поэтому для создания необходимого напора МГЭС используется разность уклонов ирригационного 4 и деривационного 4 каналов (схема 4.7, в).

Напор брутто МГЭС в этом случае будет равен

$$H_{бр} = \ell_{ир} i_{ир} - \ell_{дер} i_{дер}; \quad (4.2)$$

где  $\ell_{ир}$  – длина участка ирригационного канала 3 от вододелителя (водо выпуска) 10 до здания ГЭС 7;  $\ell_{дер}$  – длина деривационного канала 4 от вододелителя 10 до напорного бассейна 5;  $i_{ир}$  и  $i_{дер}$  – соответственно уклоны дна этих участков канала.

Возможность более полного использования энергии транзитной части ирригационного канала может быть получена за счет сооружения так называемых двухблочных гидростанций [16]. В этой схеме сооружается вторая – нижняя МГЭС 11 на сбросе воды из здания 7 верхней ГЭС (показаны на рис. 4.7, в пунктиром).

Подробнее схемы использования гидравлической энергии магистральных ирригационных каналов будут рассмотрены в учебном пособии к курсу "Проектирование и эксплуатация установок НВЭ".

Как видно из схемы 4.7, необходимым элементом компоновки узла энергетических сооружений на ирригационных каналах является вододелитель (водовыпуск) 10 и водораспределительный узел 5, служащие водозаборными сооружениями из этих каналов в деривацию 3 или напорный водовод 6.

Рассмотрим более детально конструкции этих водозаборных сооружений из каналов.

#### 4.5.1. Вододелитель для ирригационного канала с нестационарным высокоскоростным (сверхбурным) течением

Как отмечалось ранее, основным типом водопроводящих сооружений ирригационных систем горно-предгорной зоны являются каналы-быстротоки.

Движение воды в таких достаточно протяженных, длиной до 10 км и более, каналах характеризуется высокой кинетичностью с числом Фруда до 25. В то же время сочетание значительных уклонов дна с наиболее распространенной формой сечения – прямоугольной и трапециевидальной вызывает потерю устойчивости потока и самопроизвольное образование катящихся волн. Такие высокоскоростные нестационарные потоки в гидравлике носят название сверхбурных потоков.

Отбор воды из ирригационных каналов-быстротоков для энергетических или других целей водовыпусками обычных типов, оснащенных плоскими затворами, в данном случае неосуществим.

Препятствия на пути сверхбурного потока вызывают появление нестационарного гидравлического прыжка с вторичными волновыми колебаниями, многократно превышающими по величине высоту катящихся волн.

В связи с этим в Кыргызской аграрной академии и Кыргызско-Российском Славянском университете были разработаны конструкции вододелителя для каналов с бурным режимом течения (Авт. св. СССР №1654447 на имя Лаврова Н.П.) и вододелителя для каналов со сверхбурным течением [17].

В этих конструкциях забор воды производится согласно схеме 4.7, в из придонных слоев высокоскоростного потока в донную траншею без каких-либо перегораживающих сооружений на ирригационном канале.

Последний тип вододелителя сверхбурного потока (ВКСТ) устроен следующим образом (рис. 4.8).

Между подводящим 1 и транзитным 2 ирригационными каналами со сверхбурным течением устроен колодец 3, имеющий разделительные перегородки 4, делящие колодец 3 на камеры 5 возрастающей по направлению течения ширины. По одну или обе стороны колодца 3 размещены отводящие каналы 6. В верхней части передней стенки первой камеры 5 устраивается скос 7, а в средней части этой стенки и перегородок с тыльной стороны закреплен Г-образный козырек 8, полка которого обращена вниз. В боковых стенках колодца размещены плоские затворы 9. Над каждой камерой 5 со стороны набегания потока к кромкам колодца 3 и перегородок 4 прикреплены секции решетки 10 с помощью шарниров 11. Секции решетки 10 выполнены из треугольных пластин,

образующих продольные прорезы 12 возрастающей по направлению течения ширины, посередине которых проложены продольные стержни 13. Снизу секций решетки 10 в концевой части привариваются отсекающие козырьки 14, опирающиеся на верх перегородок 4.

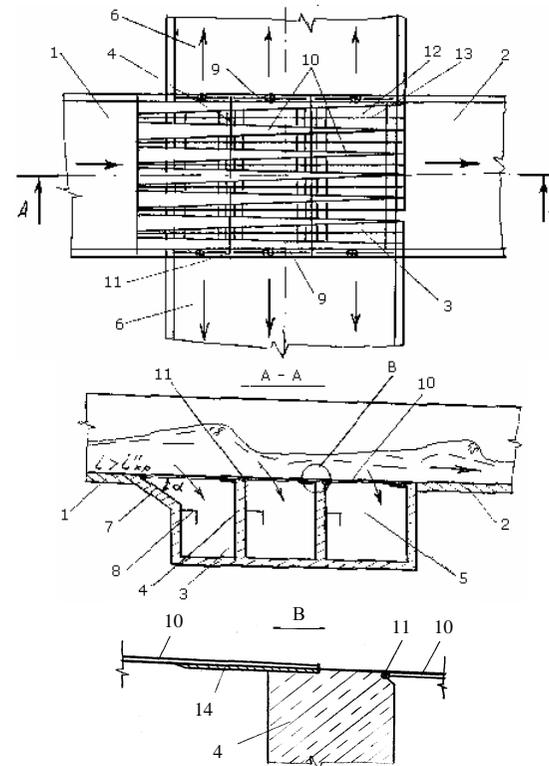


Рис. 4.8. Вододелитель для каналов со сверхбурным течением конструкции КРСУ.

Устройство работает следующим образом.

Высокоскоростной волновой поток из подводящего канала 1 через расширяющиеся прорезы 12 решетки 10 поступает в колодец 3, сталкивается с перегородками 4 и равномерно отсекается козырьками 14 в камеры 5, где в результате действия Г-образных козырьков 8 происходит переход винтового движения потока в поступательное по направлению к отводящим каналам 6.

Благодаря наличию скоса 7 возрастает площадь решетки 10 над первой камерой и расход поступления воды из канала 1 в колодец 3. Расход воды, протекающей из колодца 3 в отводящие каналы 6, регулируется затворами 9. Если этот расход меньше расхода воды, поступающего по отводящему каналу 1, то оставшаяся часть потока проходит над колодцем 3 и поступает в транзитный канал 2, однако при необходимости может быть произведен отбор в каналы 6 всего расхода подводящего канала 1.

Плавник и крупные фракции наносов благодаря треугольным пластинам 11 и дополнительным продольным стержням 13 решетки не попадают в колодец, а относятся транзитным потоком.

Шарнирное крепление отдельных секций решетки 10 над каждой камерой 5 позволяет поднимать ее для осмотра, очистки и ремонта сооружения даже на крупных каналах. Увеличение суммарной площади отверстий 12 решетки 10 и рассредоточение отсекающих козырьков 14 по ходу движения волнового потока позволяют добиваться при уменьшающемся напоре над отверстиями 12 равномерного распределения отбираемого расхода по ширине отводящих каналов 6. За счет этого устраняется сбойность потока и увеличивается пропускная способность отводящих каналов 6. Благодаря креплению отсекающих козырьков 14 к низу секций решетки 10 в их концевой части повышается прочность конструкции этих секций, а также увеличивается свободное пространство камер 5 при поднятой решетке 10 для их очистки и ремонта.

Конструкция вододелителя работоспособна как при стационарном (бурном) режиме движения воды, так и при нестационарном волновом (сверхбурном) течении в подводящем канале 1. Она позволяет переводить поток из сверхбурного в спокойное состояние без устройства специальных волногасителей как при неподтопленном, так и при подтопленном истечении из камер 5 вододелителя при одностороннем и двухстороннем отборе воды в отводящие каналы 6.

Получена [18] аналитическая зависимость для определения расхода воды в отвод вододелителя, т.е. в нашем случае в деривацию (см. рис. 4.7, в):

$$Q_{оме} = \mu p \ell_n \epsilon \sqrt{2gH'_{cp}}, \quad (4.3)$$

где  $\mu$  – коэффициент расхода решетчатой плиты 10 (см. рис. 4.8), по экспериментальным данным изменяющийся обратно пропорционально величине числа Фруда в подводящем канале в пределах  $\mu=0,03...0,25$ ;  $p$  – доля площади отверстий в общей площади плиты,  $p \approx 0,6\ell_n$  и  $\epsilon$  – длина и ширина решетчатой плиты;  $H'_{cp}$  – действующий напор в середине решетчатой плиты, равный

$$H'_{cp} = 0,5(H'_n + H'_к) = 0,5(H'_n + m_\epsilon H'_n). \quad (4.4)$$

Здесь  $H'_n$  и  $H'_к$  – действующие напоры в начале и в конце решетчатой плиты;  $m_\epsilon$  – относительный напор  $m_\epsilon = H'_к / H'_n$ , определяемый по полученному [18] графику зависимости  $m_\epsilon = f(\alpha_\epsilon)$ , где  $\alpha_\epsilon$  – коэффициент водоотбора  $\alpha_\epsilon = Q_{оме} / Q$ .

Рассматриваемые вододелители бурного и сверхбурного потоков построены в 1999 г. в составе водозаборного сооружения на Аламединском подпитывающем канале-быстротоке для резервного водоснабжения ТЭЦ г. Бишкек.

#### 4.5.2 Водовыпуск-стабилизатор расхода из быстротечных каналов

Для автоматизированного забора воды из ирригационных каналов со сверхбурным режимом течения разработана [18] конструкция донного водовыпуска-стабилизатора расхода из быстротечных каналов (ВСРБК), авторами которой являются Я.В. Бочкарев, Н.П. Лавров и М.К. Жусупов.

В данном устройстве использованы принципы преобразования сверхбурного потока в бурный и деления потока по вертикали с целью обеспечения постоянства выпускаемого расхода независимо от изменения уровня в канале-быстротоке.

Конструкция ВСРБК, три модификации которого представлены на рис. 4.9, состоит из быстротечного канала 1, в дне которого выполнен колодец 2, имеющий поворотный ломаный (ковшеобразный) затвор 3 с горизонтальной осью вращения 4, горизонтальный козырек 5 и решетчатую плиту 6. Затвор 3 снабжен приводом 7 и в конце имеет наклонный козырек 8. На задней стенке колодца 2 закреплена криволинейная вогнутая пластина (козырек) 9 с зазором относительно козырька 8, равным величине зазора между затвором 3 и горизонтальным козырьком 5. Колодец 2 соединен с отводящим водоводом (деривацией) 10. Решетчатая плита 6 в первой модификации представляет собой решетку из продольных прутьев (рис. 4.9, а), во второй модификации (рис. 4.9, б) – выполнена из плоских поперечных пластин 11, имеющих убывающую по течению ширину и образующих между собой прорези 12, с возрастающей по течению площадью, а в третьей модификации плиты (рис. 4.9, в) пластины II в верхней половине плиты 5 располагаются горизонтально, а пластины 13 в нижней половине плиты – с наклоном против течения. Пластины 11 и 13 привариваются к раме, шарнирно закрепленной на оси 4. Концевая часть решетчатой плиты 6 опирается на упоры 15, закрепленные в боковых стенках быстротечного канала 1.

Первая модификация водовыпуска-стабилизатора в дальнейшем сокращенно именуется ВСРБК-1, третья – ВСРБК-2.

Работа устройства осуществляется следующим образом. Нижняя часть волнового потока в быстротечном канале 1, поступая на решетчатую плиту 6, последовательно отсекается пластинами 11, 13 и через прорези 12 направляется в колодец 4 равномерными по ширине колодца порциями благодаря тому, что высота волны в результате происходящего отбора воды понижается по течению, а площадь прорезей 12 увеличивается. При этом площадь прорезей 12 по длине плиты изменяется по закономерности, обратно пропорциональной изменению действующего напора при продвижении фронта волны, т.е. с уменьшением напора при отборе воды площадь отверстий возрастает. Таким образом, при постоянном расходе в голове подводящего канала-быстротока 1 обеспечивается постоянный на единицу ширины колодца 2 удельный расход поступления на затвор 3, соответствующий некоторому действующему напору  $H_0$  над козырьком 8.

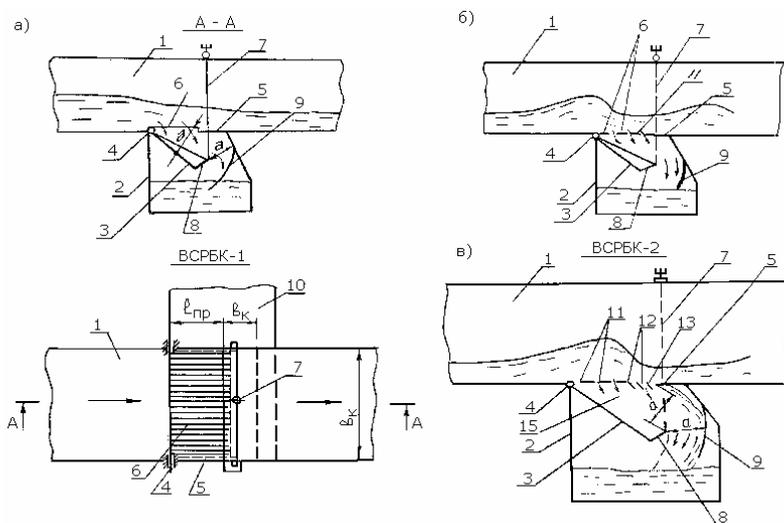


Рис. 4.9. Модификация конструкции ВСРБК.

Для подачи заданного расхода воды  $Q_{омв}$  в отвод 10 затвор 3, согласно принятому условию устанавливается на определенное открытие  $a$ , соответствующее расходу  $Q_{омв} = C * a$ , где  $C$  – постоянная водовыпуска-стабилизатора.

Расход воды, поступивший через прорези 12 решетчатой плиты 6 на затвор 3, переливается между козырьком 8 и вогнутой пластиной 9. При этом с увеличением расхода в подводящем канале 1 и, соответственно, напора истечения  $H_0$  увеличивается сжатие потока, что ведет к уменьшению коэффициента расхода  $\mu$  обратно пропорционально  $\sqrt{H_0}$ . За счет этого обеспечивается стабилизация подачи в отвод 10, так как расход истечения равен

$$Q_{омв} = \mu a v \sqrt{2gH_0} \quad \text{или} \quad (4.4)$$

$$Q_{омв} = \frac{C_1}{\sqrt{H_0}} a v \sqrt{2g} \sqrt{H_0} = C a, \quad (4.5)$$

здесь  $\mu$  – коэффициент расхода водовыпуска-стабилизатора, согласно (4.4)

$$\mu = \frac{C}{\sqrt{2g}} v \frac{1}{\sqrt{H_0}} = \frac{C_1}{\sqrt{H_0}}; \quad (4.6)$$

$v$  – длина поворотного затвора 3 или длина прорезей 12 в решетке 6;  $H_0$  – действующий напор над отверстием водовыпуска.

При увеличении расхода поступления сквозь решетчатую плиту 6 сверх заданного расхода  $Q_{омв}$  излишки воды возвращаются назад и сбрасываются вниз по быстротечному каналу.

Кроме водodelителей и водовыпусков-стабилизаторов сверхбурного потока, в Кыргызской аграрной академии разработаны [18] и внедрены на быстротоках Чуйской и Нарынской областей Кыргызстана новые типы автоматизированных водораспределительных узлов. Однако эти сооружения устанавливаются преимущественно в концевой части ирригационных каналов-быстротоков, где устройство деривации для МГЭС нерационально в связи с относительно малыми уклонами местности в этой зоне. Водораспределительный узел 5 (см. рис. 4.7) в конце деривационного канала малого уклона 4 по своему устройству практически не отличается от напорного бассейна МГЭС, конструкция которого описана в п. 8.5 и в методических указаниях к курсовому проекту по данной дисциплине [14].

Все описанные водозаборные сооружения из малых рек и ирригационных каналов преимущественно эксплуатируются в летний безморозный период. При использовании водозаборных сооружений для нужд энергетики необходимо их усовершенствование с учетом эксплуатации в зимнее время.

Для предупреждения обмерзания затворов предусматривается обогрев пазов, в которых они перемещаются, электронагревателями с масляными насосами. Такая схема обогрева применена, например, на

водозаборном сооружении Кеминской ГЭС на р. Чу. Кроме того, для уменьшения риска примерзания полотнища затворов к жесткой раме можно применять в местах их стыковки деревянные или пластмассовые детали.

Для пропуска шуги в конструкции водосборных узлов и напорных бассейнов предусматриваются специальные шугосбросы или другие приспособления. Иногда, как на Калининской ГЭС, на речных водозаборных узлах предусматривается устройство дополнительного водозаборного отверстия, армированного затвором.

В целом проблема создания современных энергетических водозаборных узлов на горных реках пока еще находится на стадии прогностических решений.

## 5. ВОДОПОДПОРНЫЕ ПЛОТИНЫ МАЛЫХ ГЭС. ГРУНТОВЫЕ ПЛОТИНЫ

### 5.1. Глухие плотины

Плотины, являющиеся основными сооружениями гидроузлов различного назначения, могут быть глухими и водосливными (водопротпускными).

Глухие плотины, предназначенные для создания перепада уровней воды (напора ГЭС) и образования водохранилища, в большинстве выполняются массивными грунтовыми из местных строительных материалов. Реже строятся бетонные гравитационные, контрфорсные или арочные глухие плотины малых ГЭС, а также габионные и ржевые (деревянные) плотины.

В зависимости от материала тела плотины грунтовые плотины подразделяются на земляные и каменнонабросные.

#### 5.1.1. Земляные плотины

Основной проблемой при строительстве и эксплуатации грунтовых плотин является обеспечение их водонепроницаемости. Водонепроницаемость этих плотин достигается устройством противодиффузион-

ных элементов в виде экрана под верховым откосом, с зубом или понуром, а также в виде ядра или диафрагмы в теле плотины.

Земляная плотина может быть однородной (рис. 5.1, а), если фильтрация через тело плотины незначительна, т.е. она отсыпана из слабопроницаемого грунта (Орто-Токойская плотина). Экран (рис. 5.1, б, в) может выполняться из бетона, асфальтобетона (рис. 5.1, б), глины (рис. 5.1, в) или полимерной пленки (Торт-Гульское водохранилище). Водонепроницаемость в основании плотины обеспечивается устройством заглубленного ядра 8 из уплотненной глины или суглинка (рис. 5.1, г) или зуба 11 (рис. 5.1, б), достигающих водонепроницаемого слоя грунта, т.е. водоупора, или соединением экрана с понуром 7 (рис. 5.1, в), если водоупор залегает глубоко. В основании из трещиноватой скалы производится цементация или устанавливаются бетонные шпунты 10 (рис. 5.1, д).

Грунтовые плотины характеризуются относительной простотой расчета, возведения и эксплуатации.

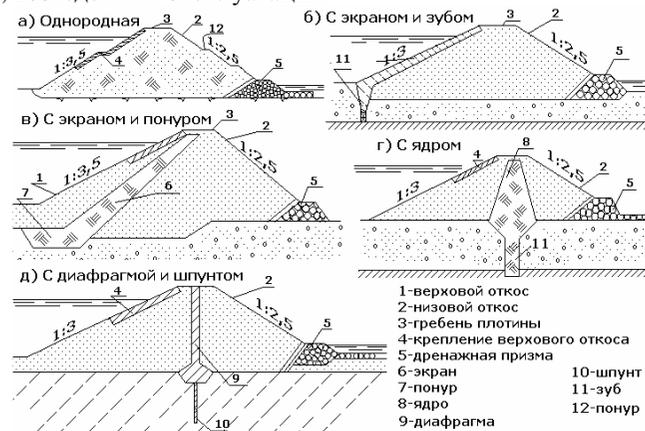


Рис. 5.1. Земляные плотины.

Верховые откосы земляных плотин более пологие, так как они смочены водой и имеют меньшую устойчивость; коэффициент их заложения  $m=2,5...4$ , низовой откос имеет заложение от 1:1,5 до 1:3. При высоте плотин более 18 м в их откосах устраивают бермы 12 (рис. 5.1, а) для надзора за откосом и ремонтом покрытия, а также для повышения общей устойчивости плотин за счет увеличения ширины по низу. Устройство бермы по низовому откосу позволяет проложить по откосу дорогу, предохранить низовой откос от размыва осадками с помощью кю-

ветов и лотков. Эти бермы устраивают через 7-15 м по высоте, ширина их должна быть не менее 1 м.

Ширину гребня плотины принимают равной не менее 3 м. Отметку гребня плотины определяют по СНиП [15] с учетом наката и нагона ветровых волн. Приблизительно отметка гребня плотины  $\nabla_{zp}$  определяется как

$$\nabla_{zp} = \nabla_{ФПУ} + 1,5h_e, \quad (5.1)$$

где  $\nabla_{ФПУ} = \nabla_{ПУВВ}$  – отметка форсированного подпертого уровня в водохранилище в момент паводка;  $h_e$  – суммарная высота волны, определяется по методике, описанной далее в п. 6.5.

### 5.1.2. Каменнабросные плотины

Плотины, тело которых выполнено из камня (булыжника, рваного, колотого камня), уложенного в виде наброски (отсыпки), называются каменнабросными. Такие плотины имеют повышенную водонепроницаемость, поэтому они не бывают однородными, а для уменьшения потерь воды из верхнего бьефа применяют различного рода противодиффузионные устройства.

По конструкции каменнабросные плотины подразделяют (рис. 5.2): а) на плотины с экраном из негрунтового материала; б) с диафрагмой; в) полунабросные; г) с экраном из грунта; д) с грунтовым ядром. Последние два типа плотин иногда называют каменно-земляными.

Каменнабросные плотины типа а) возводят обычно на скальном основании. Экран может быть железобетонным, из металла, полимерных пленок, асфальтобетона или из каменной кладки. Полунабросные плотины не находят широкого применения.

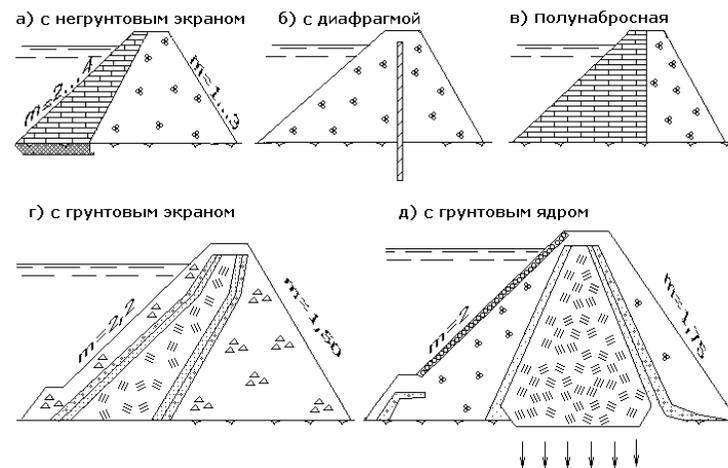


Рис. 5.2. Каменнабросные плотины.

Преимущества каменнабросных плотин: возможность использования местных материалов и выполнения работ по отсыпке вне зависимости от погодных условий, возведение плотин любой высоты.

Недостатки: наброска из камня дает большую осадку, водосбросные сооружения могут устраиваться только за пределами плотины.

Физико-механические показатели камня, укладываемого в тело плотины должны отвечать требованиям морозостойкости, прочности, неветриваемости. Особенностью каменно-земляных плотин является применение переходных слоев между каменной отсыпкой и противодиффузионными устройствами – экраном или ядром. Со стороны верхнего бьефа переходные зоны предназначены для уменьшения концентрации напряжений и самозалечивания трещин, появляющихся в противодиффузионных устройствах. С низовой части переходные зоны необходимы для обеспечения фильтрационной прочности грунтового экрана или ядра. Материал пригрузочных переходных слоев: песчано-гравелистый грунт, каменная мелочь. Поверх пригрузочного слоя на верхнем откосе устраивают крепление в виде каменной наброски. Коэффициент заложения верхнего откоса (мокрого) каменнабросных плотин из условия сохранения устойчивости на сдвиг принимают равным  $m=2\dots4$ .

Грунтовый экран или ядро плотины выполняют из малопроницаемых грунтов: глины, суглинка, глинобетона. Иногда для устройства ядра применяют асфальтобетон и полимерные пленки.

Грунтовое ядро чаще всего имеет трапециевидальную форму и шириной поверху не менее 3 м с расширением книзу. Ось ядра обычно совмещают с осью плотины, но допускается и смещение ядра в сторону ВБ. Особенностью каменнабросных плотин по сравнению с земляными является отсутствие в нижнем бьефе дренажной призмы, так как ее роль выполняет высокопроницаемое тело плотины.

При сопоставлении двух конструкций плотин (с экраном и ядром) следует учесть преимущества плотин с экраном: независимость укладки экрана от тела плотины (сначала плотина, потом – экран); большая часть поперечного профиля плотины свободна от воды; возможность легко восстановить экран при его повреждении; проще выполнять цементационную завесу. Зато объем засыпки тела плотины с экраном больше, чем с ядром. И условия работы ядра лучше, чем экрана, так как у последнего существует опасность сползания.

## 5.2. Фильтрация в грунтовых плотинах

На основе фильтрационных расчетов определяются потери воды через тело плотины и ее основание, т.е. фильтрационный расход, положение кривой депрессии и градиенты напора, скорости фильтрации.

Фильтрационные расчеты грунтов плотин ведутся при следующих допущениях: фильтрация принимается плоской, водоупор – полностью водонепроницаемым и горизонтальным, грунт тела плотины считается однородно-изотропным. При фильтрационных расчетах грунтовых плотин используют уравнение Дюпюи

$$q = K_{\phi} \frac{h_1^2 - h_2^2}{2\ell}; \quad (5.2)$$

где  $q$  – удельный фильтрационный расход, м<sup>2</sup>/с или м<sup>2</sup>/сут.;  $K_{\phi}$  – коэффициент фильтрации, м/с или м/сут.;  $h_1$  и  $h_2$  – глубины фильтрационного потока в двух смежных сечениях, м;  $\ell$  – расстояние между принятыми сечениями, м.

При расчете фильтрации через однородную плотину широко применяется для построения кривой депрессии метод эквивалентного профиля. Реальный трапециевидный профиль плотины заменяют на эквивалентный в фильтрационном отношении профиль с вертикальным верховым откосом.

Расстояние от уреза воды на верховом откосе плотины до начала координат (рис. 5.3) равно

$$\Delta\ell = m_1 H_1 / 2(m_1 + \ell). \quad (5.3)$$

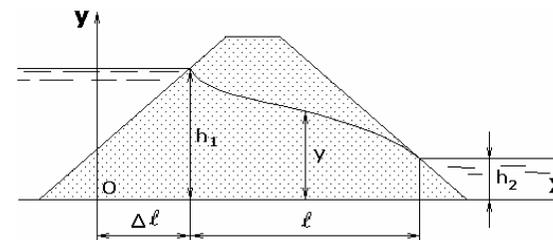


Рис. 5.3. Расчет по методу эквивалентного профиля.

Для однородной плотины с дренажем в нижнем бьефе, понижающем уровень кривой депрессии, удельный расход можно определить как

$$q = K_{\phi} \frac{H_1^2}{(L_{рас} + \ell_{др})}, \quad (5.4)$$

где  $L_{рас}$  – расчетная длина кривой,  $L_{рас} = \Delta\ell + \ell$ ;  $\ell_{др}$  – длина захода кривой депрессии в дренаж (рис. 5.4);  $\Delta\ell$  – определяется по формуле (5.2).

Кривую депрессии в этом случае строят по уравнению:

$$y^2 = H_1^2 - \frac{2qx}{K_{\phi}}. \quad (5.4)$$

Для плотины с ядром проектный профиль заменяют на схему с приведенным ядром средней толщины  $\delta_{ср} = 0,5(\delta_1 + \delta_2)$ . Затем, используя метод виртуальных длин, ядро с коэффициентом фильтрации  $K_{я}$  заменяют на эквивалентную с точки зрения фильтрации призму с коэффициентом фильтрации  $K_{\phi}$ , длина которой будет равна

$$L_{экв.я} = \delta_{ср} \frac{K_{\phi}}{K_{я}}. \quad (5.5)$$

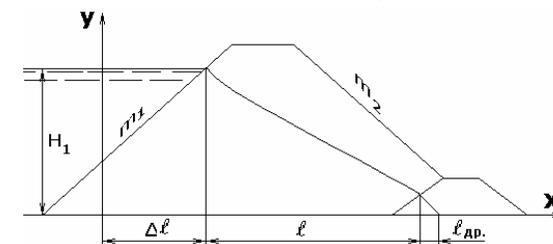


Рис. 5.4. Фильтрационный расчет плотин с дренажем.

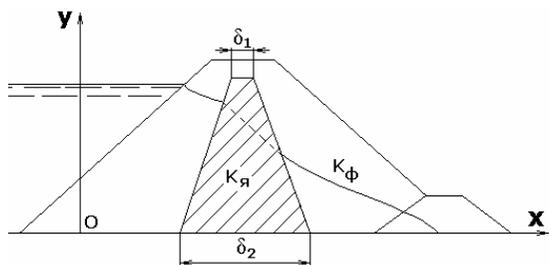


Рис. 5.5. Проектный профиль плотины с ядром.

Полученная схема (см. рис. 5.6) соответствует однородной грунтовой плотине с коэффициентом фильтрации  $K_f$ , для которой кривую депрессии можно построить по формуле (5.4), а затем перенести ее на реальный профиль.



Рис. 5.6. Приведенная схема фильтрации через плотину с ядром.

### 5.3. Устойчивость откосов грунтовых плотин

Откосы грунтовой плотины при некоторых условиях могут потерять устойчивость, если произойдет их деформация в форме оползания части грунтового массива по некоторой криволинейной поверхности скольжения.

Оползание может произойти в пределах части основания по всей высоте откоса или с захватом части основания. Устойчивость откосов грунтовых плотин должна быть обеспечена при любой из этих схем.

В гидротехнической практике широко используется метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения грунтового массива с разбивкой его на отсеки. Задача состоит в определении коэффициента запаса

устойчивости откосов, представляющего собой отношение суммы моментов удерживающих сил к сумме моментов сдвигающих сил относительно некоторого центра вращения  $o$ , расположенного выше гребня плотины, т.е.

$$K_{зан} = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}}. \quad (5.7)$$

Так как грунты призмы обрушения имеют различный удельный вес, то ее разбивают на отсеки, образованные вертикальными плоскостями с расстоянием  $b$  (рис. 5.7). Вес каждого отсека равен

$$G_{от} = \gamma b h_{np}, \quad (5.8)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта естественной влажности выше кривой депрессии;  $b$  и  $h_{np}$  – ширина и высота отсека (призмы), обычно  $b=0,1R$ .

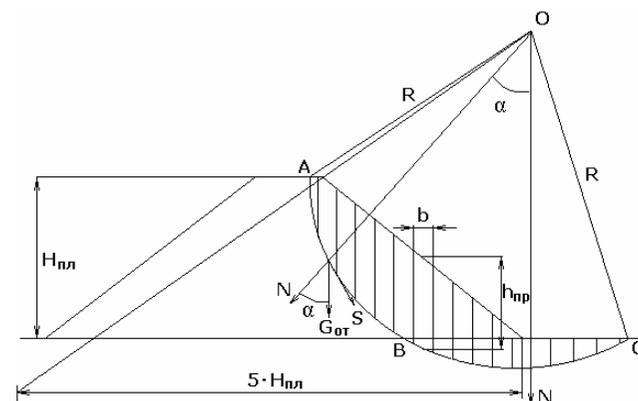


Рис. 5.7. Расчет устойчивости нижнего откоса плотины методом круглоцилиндрических поверхностей.

Этот вес переносят на линию скольжения ABC и раскладывают на две составляющие (см. рис. 5.7): нормальную  $N = G_{от} \cos \alpha$  и касательную  $S = G_{от} \sin \alpha$ , где  $\alpha$  – угол между вертикалью и нормальной составляющей отсека. Нормальная составляющая вызывает появление удерживающей силы трения  $T_{тр} = N \tan \varphi$ , где  $\varphi$  – угол естественного трения грунта. Силы  $S$  слева от вертикали ON будут сдвигающими, справа – удерживающими.

Коэффициент запаса на устойчивость любого отсека

$$K_{зан} = (T_{тр} R + CR) / SR, \quad (5.8)$$

где  $C$  – фильтрационная сила, которая появляется в низовой смоченной части откоса.

Для всего массива сползания коэффициент запаса  $K_{зан}$  определяют методом суммирования удерживающих и сдвигающих сил в отсеках. Этот коэффициент сравнивается с нормативным, приведенным в СНиП II 53-83.

## 6. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

### 6.1. Основные типы бетонных и железобетонных плотин и их характеристика

Согласно СНиП II-54-77 бетонные и железобетонные (бетон + арматура) плотины по конструкции разделяются на следующие основные виды (рис. 6.1).

*Гравитационные* плотины, устойчивость которых обеспечивается основной массой самого сооружения. Различают следующие виды гравитационных плотин (рис. 6.1, а-г): массивная (рис. 6.1, а); с продольной полостью у основания (рис. 6.1, б); с экраном на напорной грани (рис. 6.1, в); с анкерровкой в основании плотины (рис. 6.1, г).

*Контрфорсные* плотины, представляющие собой (рис. 6.1, д-ж) ряд расположенных на некотором расстоянии друг от друга контрфорсов 4 (подпорных стенок в нижней части плотины) с напорными гранями плотины в виде массивных оголовков 5, арок 6 или плоских плит 7.

*Арочные* плотины в виде свода (пространственной арки), передающие действующие на них гидростатические нагрузки на скальные берега ущелья. Такие плотины выполняют с защемленными пятами 8 (рис. 6.1, з); с периметральным швом 9 (рис. 6.1, и); из трехшарнирных 10 поясов (рис. 6.1, к); с гравитационными устоями (рис. 6.1, л).

Кроме того, в практике гидротехнического строительства применяются комбинированные типы плотин, например, *арочно-гравитационные* (обычно плотины с широким основанием, когда относительная ширина плотины  $\beta = e_{пл} / h_{пл} > 0,35$ ) или *массивно-контрфорсные*.

Часто отдельно выделяют *ячеистые* плотины, имеющие полости в теле плотины, заполненные грунтом.

Все бетонные и железобетонные плотины, отличающиеся по конструкции от массивных гравитационных, называют облегченными плотинами.

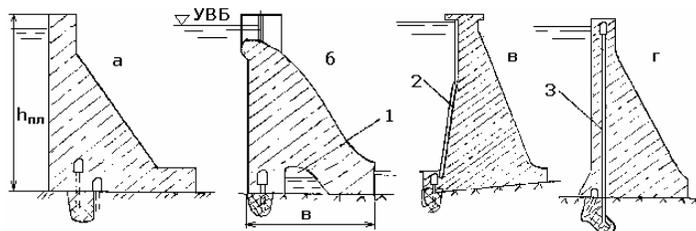
По технологическому назначению плотины бывают глухими (рис. 6.1, а) и водосбросными (рис. 6.1, б, д): с поверхностными водосливными отверстиями, с глубинными отверстиями и двухъярусные.

Бетонные плотины возводят на скальных, полускальных и не-скальных основаниях, арочные плотины – только на скальных. При не-скальных основаниях плотины обычно железобетонные водосбросные, а глухую часть плотины перекрывают грунтовой насыпью.

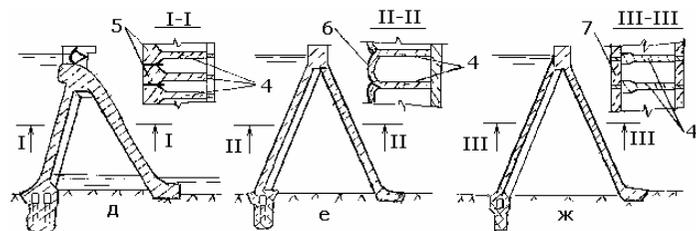
Правильно запроектированные бетонные плотины являются сейсмостойкими даже при высокой сейсмичности.

Недостаток плотин данной группы – высокие затраты на их возведение.

Гравитационные плотины



Контрфорсные плотины



Арочные плотины

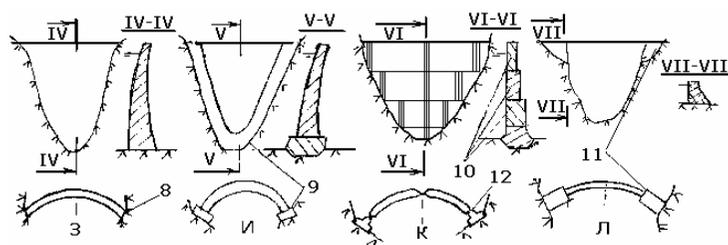


Рис. 6.1. Виды бетонных и железобетонных плотин на скальных основаниях: а) массивная; б) с продольной полостью 1; в) с экраном 2 на напорной грани; г) с анкером 3 в основании; д) массивно-контрфорсная; е) многоарочная; ж) с плоскими перекрытиями 7; з) с защемленными пятями 8; и) с периметральным швом 9; к) из трехшарнирных поясов 10; л) с гравитационными устоями 11; 4 – контрфорсы; 5 – массивные оголовки; 6 – арочное перекрытие; 12 – шарниры.

Имеется два направления снижения стоимости бетонных плотин:

1. Упрощение конструкции – сведение к минимуму различных водоводов, отверстий, послойный метод укладки бетона в гравитационных плотинах.

2. Облегчение конструкции – уменьшение объема бетона путем применения контрфорсных и ячеистых плотин, анкеровка основания.

Целесообразным может быть и сочетание этих направлений. Например, конструкция облегченной массивно-контрфорсной Кировской плотины в Таласской области ( $h_{nn}=83$  м) была принята с достаточно толстыми контрфорсами, позволяющими возвести ее методом послойной укладки бетона.

## 6.2. Глухие гравитационные плотины.

Свое название – гравитационные – плотины получили от латинского слова "gravitas", что означает "тяжесть". Такие плотины имеют широкое применение благодаря простоте конструкции, возможности их возведения из бетона или каменной кладки (до сих пор возводятся в Индии) практически в любых климатических условиях, а также благодаря своей надежности.

Самой высокой гравитационной плотиной является плотина Гранд Дисканс в Швейцарии высотой 284 м. В СНГ наибольшую высоту имеет Токтогульская гравитационная плотина на р. Нарын высотой 215 м. Конструктивно глухие гравитационные плотины представляют собой бетонную стену треугольного поперечного сечения с прямоугольной надстройкой.

Основными элементами таких плотин являются (рис. 6.2): гребень плотины 1; напорная грань или экран из асфальта, металла, пластмасс 2; низовой откос 3; бетонная кладка 4 в виде блоков, разделенных деформационными швами 5; смотровые галереи (продольные 6 и поперечные 6'), соединенные с дренажом 7; цементационная галерея 8, из которой выполняется цементационная завеса 9 в основании плотины; ряд дренажных скважин 10 основания плотины.

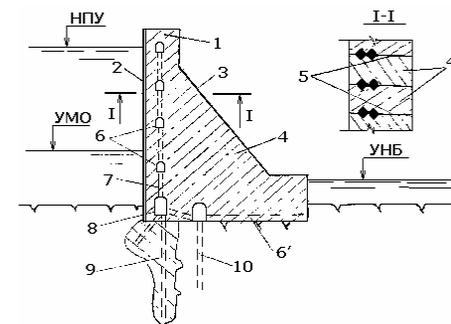


Рис. 6.2. Конструкция глухой гравитационной плотины.

Очертание профиля гравитационных плотин определяется с учетом их устойчивости на сдвиг (см. гл. 2), прочности и минимальности объема плотины. Заложение откоса верховой напорной грани плотины (рис. 6.3) может иметь величины от  $m_1=0\ldots 0,075$  до  $m_3=0,4$  при прямолинейном или ломаном очертании откоса. Заложение низовой грани при ее прямолинейном очертании  $m_2=m_4=0,15\ldots 0,62$  и  $m_5>m_4$ .

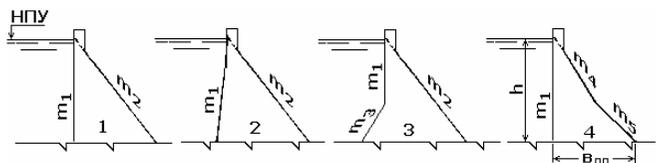


Рис. 6.3. Профили гравитационных плотин.

Современные глухие гравитационные плотины в основном возводят в широких створах со скальными основаниями, когда отношение ширины створа на уровне гребня (длина плотины по гребню  $B$ ) к максимальной высоте плотины в этом створе  $h$  отвечает условию  $B/h > 3$ . Однако Токтогульская плотина в данном случае является исключением, так как относительная длина ее равна  $B/h_{пл} = 292,5/215 = 1,36$ .

Наиболее экономичным будет поперечный профиль плотины с наименьшей шириной  $b_{пл}$  по подошве плотины (рис. 6.3), удовлетворяющий двум условиям: отсутствию растягивающих напряжений в бетоне тела плотины и обеспечению устойчивости ее тела против сдвига по основанию. Для соблюдения первого условия верхняя напорная грань плотины должна быть вертикальной или даже иметь наклон в сторону верхнего бьефа, что сложно в исполнении. Следовательно, экономичным сечением является прямоугольный треугольник с вертикальной гранью. Выполнение второго условия для плотин на скальном основании обеспечивается – при ширине основания плотины  $b_{пл} = (0,7\ldots 0,8)h_{пл}$ , а на нескальном основании при  $b_{пл} \approx h_{пл}$  для песчаных грунтов и  $b_{пл} \approx (1,2\ldots 1,7)h_{пл}$  для глинистых грунтов основания.

### 6.3. Бетонные водосливные плотины

Бетонные водосливные плотины, как и глухие, можно возводить на скальных и нескальных основаниях.

Сбрасываемый расход пропускается либо по водосливной поверхности плотины, либо через специальные галереи в теле плотины,

которые называют глубинными водосбросами. Зачастую применяются те и другие типы водосбросных сооружений вместе.

Береговые водосбросы устраивают в составе гидроузлов с грунтовыми или глухими плотинами. На рис. 6.4 а показана водосливная плотина (вид с нижнего бьефа) со всеми видами водопропускных сооружений, в том числе: нерегулируемым поверхностным водосбросом 1 с гребнем водослива, расположенным на отметке НПУ; регулируемыми поверхностными водосбросами 2 с затворами; донным 3 и глубинным 4 отверстиями водовыпусков (или турбинных трубопроводов 4); туннелем 5 и береговым водосбросом 6 за пределами плотины.

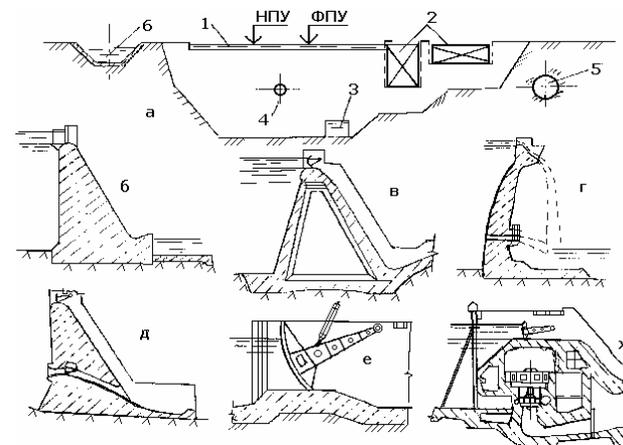


Рис. 6.4. Бетонные водосливные плотины.

Тело водосбросной плотины может быть с высоким (рис. 6.4 б, в, г, д) и низким (рис. 6.4 е, ж) порогом. Выбор высоты порога (тела) плотины обусловлен тремя факторами: необходимым напором и возможностью увеличения (форсирования) уровня верхнего бьефа; топографическими и геологическими условиями створа гидроузла; условиями строительства и принятым способом пропуска строительных и эксплуатационных расходов.

На рис. 6.4 б-ж показаны профили различных типов бетонных водосливных плотин: водосливная плотина с поверхностным переливом воды (рис. 6.4, б); контрфорсная плотина с переливом воды по плите низовой грани (рис. 6.4, в); арочная плотина с поверхностным переливом и глубинным отверстием; гравитационная плотина с поверхностным переливом и глубинным отверстием (рис. 6.4, д); низконапорная водосливная

плотина, например для водозаборного сооружения из малых рек (рис. 6.4, е); водосливная плотина с встроенным зданием русловой ГЭС (рис. 6.4, ж).

Конструкцию водосбросной плотины разрабатывают с учетом соблюдения следующих условий и требований:

- назначения плотины (энергетическое, ирригационное, комплексное);
- устойчивости плотины на сдвиг и опрокидывания при сохранении прочности основания;
- общей прочности плотины для всех расчетных случаев;
- благоприятного режима сопряжения бьефов, недопущения возникновения сбойных течений и опасных размывов дна в нижнем бьефе;
- достижимых значений фильтрационного противодействия при обеспечении фильтрационной прочности основания плотины;
- компактного размещения гидротехнических сооружений, механического и силового оборудования;
- возможности применения современных средств механизации строительных работ, использования местных материалов, соблюдения сроков строительства и оптимальной стоимости.

При определении размеров плотины также производится технико-экономическое сравнение вариантов в увязке с технологически целесообразными параметрами конструкции. Так, при определении длины водосливного фронта плотины (суммарной ширины водосливных сооружений) анализируют значение удельного сбросного расхода  $q = Q/B$ , где  $Q$  – общий расход,  $B$  – длина водосливного фронта.

Увеличение удельного (погонного) расхода  $q$  позволяет сократить длину водосливного фронта и размеры гасителей в нижнем бьефе, но ведет к увеличению объема бетона, расходуемого на крепление, и усилению размывов русла за креплением.

Для ориентировочного назначения  $q$  в условиях нескального основания плотины используют эмпирическую зависимость [1]

$$q = 1,73V_{(h=1)}H_p^{1,2} \approx 1,7V_{(h=1)}h_{\max}^{1,2}, \quad (6.1)$$

где  $V_{(h=1)}$  – допустимая неразмывающая скорость грунта основания при глубине потока 1 м (приводится в справочнике [19]);  $H_p$  – глубина потока на рисберме плотины при расчетном расходе сброса;  $h_{\max}$  – глубина размыва за рисбермой.

На мягких (нескальных) грунтах удельные расходы назначают в пределах  $q=35...75 \text{ м}^2/\text{с}$  в зависимости от качества грунта. Скальные грунты позволяют пропускать удельные расходы воды  $q=100...300 \text{ м}^2/\text{с}$ . Подробнее конструкции массивных, арочных, контрфорсных плотин и расчет их параметров рассматриваются в специальной литературе [1, 4, 6, 11, 19].

## 6.4. Определение высоты плотины

При определении высоты грунтовых или бетонных плотин важно правильно определить превышение между расчетным уровнем НПУ в водохранилище и отметкой гребня плотины. Из условия недопущения перелива через гребень плотины это превышение определяют по формуле [1]

$$d = h_n + \Delta h + a. \quad (6.2)$$

Здесь  $h_n$  – высота наката ветровых волн в водохранилище, зависящая от скорости ветра  $W$ , типа крепления и коэффициента заложения верхового откоса  $m_1$ , от пологости ветровой волны  $\lambda_w/h_w$  и угла  $\beta$  между фронтом волны и нормалью с оси плотины [1, с. 101];

Высота ветрового нагона  $\Delta h$  определяется по формуле [1]

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-6} \frac{W^2 D}{gH} \cos \alpha_g; \quad (6.3)$$

где  $W$  – максимальная скорость ветра 1% обеспеченности, определения по метеорологическим данным;  $D$  – длина разгона волны, принимаемая равной длине водохранилища;  $H$  – глубина воды перед плотиной при НПУ;  $\alpha_g$  – угол между продольной осью водохранилища и направлением ветра с максимальной скоростью.

Далее, в формуле (6.2)  $a$  – конструктивный запас,  $a=0,5 \text{ м}$ .

Расчет величины  $d$  проводят не только для уровня НПУ, но и для уровня ФПУ в водохранилище и в качестве расчетной принимают наибольшую отметку гребня плотины. Во втором случае, при расчете превышения  $d_1$  через ФПУ принимают скорость ветра  $W$  не 1%, а 50% обеспеченности [1].

С учетом превышения  $d$ , определяемого по формуле (6.2), высота плотины будет равна:

$$h_{nl} = H_{ны} + d \quad (6.4)$$

или

$$h_{nl} = H_{фпу} + d_1. \quad (6.5)$$

Если на гребне плотины выполнен парапет, превышение  $d$  считают от расчетного уровня воды до верха парапета. При этом отметка гребня плотины должна быть не менее чем на 0,3 м выше НПУ и не ниже отметки ФПУ.

## 7. ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Водопускными называются гидротехнические сооружения, предназначенные для пропуска воды из верхнего в нижний бьеф плотины через специальные трубопроводы, отверстия, водосливы, каналы и туннели.

Плановая и высотная компоновка, конструкция и состав водопропускных сооружений энергетического или иного гидроузла определяются их расчетными расходами, действующими напорами, топографическими условиями и геологическим строением створа, а также требованиями условий строительства и эксплуатации.

### 7.1 Классификация водопропускных сооружений ГЭС

Водопускные сооружения речных гидроузлов классифицируются [1, 4, 19] по следующим основным признакам:

**По назначению** различают следующие виды водопропускных сооружений (рис. 7.1): турбинные водоводы 1, водосбросы 2, водовыпуски 3, водоспуски 4, деривационные водоводы, отводящие каналы 5:

*турбинные водоводы* – сооружения для подачи воды из верхнего бьефа водохранилищ или напорных бассейнов к гидроагрегатам, расположенным в здании ГЭС 6 (см. рис. 7.1);

*водосбросы* – сооружения для сброса из верхнего бьефа плотины 7 в нижний или бассейн соседней реки излишков воды в период прохождения паводков. На низконапорных гидроузлах водосбросы используются для промывки верхнего бьефа от наносных отложений;

*водовыпуски* – сооружения для осуществления полезных попусков воды из верхнего бьефа в канал, трубопровод, русло реки для орошения, водоснабжения, судоходства, санитарных целей;

*водоспуски* – сооружения для полного или частичного (предпаводкового, аварийного, ремонтного) опорожнения водохранилища.

На малых гидроэлектростанциях водосбросные сооружения: водосбросы, водовыпуски и водоспуски зачастую выполняют совмещенные функции. Водосбросы служат как водовыпуски, т.е. используются для пропуска расходов в строительный период, промывки верхнего бьефа. И наоборот: водовыпуски могут использоваться для сброса паводковых расходов и опорожнения водохранилищ.

Отводящие каналы предназначены для отвода воды от гидротурбин деривационных или приплотинных ГЭС в речное русло или ирригационные и деривационные каналы (для каскадов ГЭС).

**По расположению** относительного русла реки различают русловые, береговые и пойменные водопропускные сооружения (см. рис. 7.1, а). *Русловые* сооружения размещаются в русловой части тела плотины, зачастую совмещенно с ГЭС. *Береговые* размещаются на коренных берегах речной долины. Их разновидностью являются *пойменные*, используемые для пропуска расходов паводков в обход плотины.

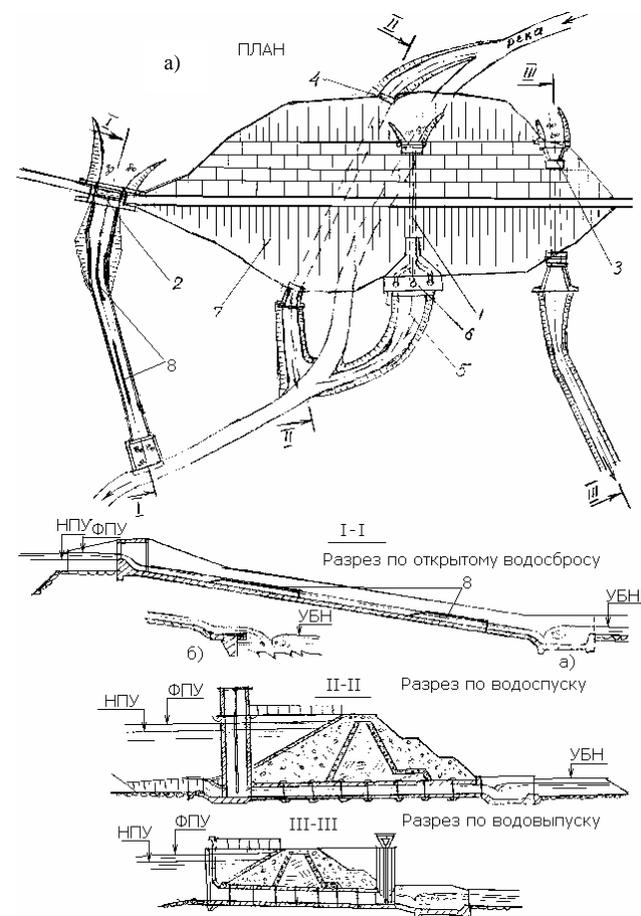


Рис. 7.1. Водохранилищный узел сооружений.

**По использованию в процессе строительства и эксплуатации гидроузла:** *строительные* (временные), использующиеся в период строительства; *эксплуатационные* (постоянные); *строительно-эксплу-*

тационные водопропускные сооружения, совмещающие функции временных и постоянных.

**В зависимости от повторяемости пропускаемых паводков:** основные сооружения, предназначенные для сброса часто повторяющихся расходов; *резервные* (вспомогательные), предусматриваемые в дополнение к основным для пропуска редко повторяющихся паводков.

**По напору:** *низконапорные* водосбросы (при напоре  $H < 12$  м); *средненапорные* ( $12 \text{ м} \leq H \leq 60 \text{ м}$ ); *высоконапорные* ( $H > 60$  м). Такая градация позволяет при расчете низконапорных сооружений не учитывать кавитационные явления.

**По конструктивным особенностям водопропускного тракта:** *открытые* с незамкнутым поперечным сечением, например каналы; *закрытые* с замкнутым поперечным профилем (трубопроводы и туннели); *комбинированные*, имеющие участки с открытыми и закрытыми поперечными сечениями.

**По гидравлическому режиму:** *безнапорные*, т.е. имеющие свободную поверхность потока; *напорные* с полностью заполненным водой поперечным сечением; *с частично напорным режимом течения* (входной оголовок затоплен, а на транзите наблюдается безнапорный режим); *со смешанным гидравлическим режимом*, когда по мере изменения расхода наблюдается смена режима течения потока от безнапорного к напорному и наоборот.

**По заделанию входного сечения под уровень верхнего бьефа:** *поверхностные* водосбросы, например, водосливы и *глубинные* водосбросы, частным случаем которых являются донные водосбросы, расположенные у дна реки.

## 7.2. Области применения водосбросов

К классификации, приведенной в п. 7.1 необходимо добавить, что тип водосброса выбирают на основании технико-экономических расчетов. Области преимущественного применения водосбросных сооружений в компоновках гидроузлов с глухими грунтовыми плотинами по В.М. Семенкову приведены в [4]. Эти области показаны в зависимости от мощности сбросного потока  $N$  (МВт) и относительной ширины речной долины  $L/H$ .

$$\text{Здесь мощность} \quad N = 0,0098QH, \quad (7.1)$$

где  $L$  и  $H$  – соответственно длина плотины по гребню и ее высота, м;  $Q$  – расчетный расход водосброса, м<sup>3</sup>/с.

При малой ширине фронта плотины ( $B/H \leq 30$ ) рекомендуются туннельные и береговые водосбросы, при большой ( $30 < B/H \leq 1100$ ) –

русловые водосбросы с поверхностным переливом через тело плотины и глубинными отверстиями. Водосброс в теле плотины выполняется также в тех случаях, когда борта русла недостаточно устойчивы или туннельный водосброс используется и в качестве строительного. При устройстве водосброса в теле плотины он может представлять собой: трубчатую бетонную конструкцию, опирающуюся на материковый (реже на насыпной) грунт; бетонный водослив, сопрягающийся с грунтовыми частями плотины; бетонное, железобетонное или каменное крепление особой конструкции, заанкеренное металлической сеткой на гребне и откосе плотины и позволяющее пропускать по своей поверхности паводковый расход.

## 7.3. Водовыпуски и водоспуски

Водовыпуски (водоспуски) по многим признакам напоминают закрытые водосбросы. Они также чаще располагаются на коренном грунте и реже на насыпном.

При малом диапазоне колебаний уровня верхнего бьефа (УВБ) водовыпуск может представлять собой открытый регулятор с плоскими или сегментными затворами. В большинстве случаев диапазон колебаний УВБ оказывается значительным и водовыпуски (водоспуски) устраиваются закрытыми. При этом отметка порога водоспуска находится на уровне (редко ниже) отметки мертвого объема (МО) водохранилища.

По конструкции водовыпуски и водоспуски подразделяют на трубчатые (см. рис. 7.1), туннельные и комбинированные, сочетающие признаки трубчатых и туннельных. В низконапорных плотинах малых ГЭС они, как правило, выполняются из сборного или монолитного железобетона.

Тип водовыпуска определяется: водохозяйственными характеристиками водотока (реки) и водохранилища, расходами потребителя и их распределением по сезонам года, топографическими и геологическими условиями створа плотин, эксплуатационными и экономическими соображениями.

## 7.4. Открытые береговые водосбросы

Открытые береговые водосбросы обычно располагают на одном из берегов реки. Если создание одного водосброса большой пропускной способности сопряжено с необходимостью производства крупных объемов работ или неприемлемо по топографическим, геологическим или гидравлическим условиям, то иногда целесообразно рассредоточить

сброс паводковых расходов по двум и более водосбросам, которые могут быть расположены на обоих берегах реки. Ось водосбросного тракта чаще всего трассируют по отдельным участкам склона, по возможности перпендикулярно горизонталям. С особой осторожностью следует относиться к вариантам трассировки оси водосброса по понижениям эрозионного происхождения (балкам, оврагам и пр.), так как сам факт их самопроизвольного возникновения свидетельствует о неблагоприятных геологических и гидрологических условиях. При трассировке оси водосброса перпендикулярно к горизонталям (рис. 7.2, а) объемы земляных работ меньше, чем при трассировке под углом к горизонталям (рис. 7.2, б). При трассировке по крутым косоогорам (рис. 7.2, в) ширина транзитной (быстротечной или перепадной) части водосброса должна быть наименьшей.



Рис. 7.2. Варианты трассировки оси открытого берегового водосброса по береговому склону: а – перпендикулярно к горизонталям; б – под углом к горизонталям; в – с широким или узким быстротоком.

Поэтому быстротоки делают сужающимися по течению, что предупреждает также образование катящихся волн. Однако в этом случае повышается удельный расход водосброса, что затрудняет работу гасителей энергии потока в нижнем бьефе. Входную часть береговых водосбросов выполняют как с затворами, так и без них. Регулируемые водосбросы с затворами при глухих плотинах обычно на 20% дешевле аналогичных нерегулируемых водосбросов за счет ограничения расхода сброса.

#### 7.4.1. Водосбросы в виде быстротоков

Открытые водосбросы с лобовым подводом воды (фронтальные) чаще всего устраивают с транзитной частью в виде быстротока. При ограниченных возможностях форсирования уровня в водохранилище и также в тех случаях, когда топографические условия створа не позволяют развить прямолинейный фронт водосливного порога на достаточную длину, входной части (оголовку) берегового водосброса придают криволинейную, полигональную (лабиринтную) в плане форму (рис. 7.3).

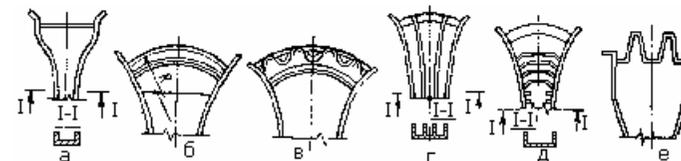


Рис. 7.3. Входные части открытых береговых водосбросов: а – сужающаяся с прямолинейным водосливным порогом; б – с циркульным очертанием порога; в – с зигзагообразной тонкой стенкой по гребню циркульного порога практического профиля; г – со струйным течением; д – с искусственной шероховатостью; е – с полигональным в плане (лабиринтным) водосливным порогом.

При использовании регулируемых входных частей необходимо учитывать следующее: наличие затворов позволяет отказаться от устройства развитой входной части. Однако маневрировать затворами в этих случаях рекомендуется так, чтобы избежать быстрых повышений уровня воды в нижнем бьефе. Следует учитывать также возможность заклинивания затворов при сейсмическом толчке, что может привести к переливу через гребень глухой плотины.

На протяженных участках водосбросов, имеющих большие уклоны, часто возникают остановившиеся или катящиеся волны. Остановившиеся волны представляют собой косые гидравлические прыжки, которые при  $\eta = h_2 / h_1 \leq 2$  называют волнистым прыжком, а при  $\eta > 2$  – прыжком-волной. Формулы для определения устойчивости бурного потока и параметров сверхбурного (т.е. высокоскоростного волнового) потока, полученные Т.Г. Войнич-Сяноженцем и А.О. Гамбаряном, приведены в рекомендациях [23].

Возникновение сверхбурного режима течения проявляется, как упоминалось в п. 4.4.1, в образовании на транзитной быстротечной части сооружения ряби на свободной поверхности потока и небольших чешуйчатых волн, которые по мере их продвижения вниз по течению нагоняют друг друга, сливаются и растут. При достаточно большой длине транзитной части весь поток оказывается разделенным на отдельные катящиеся волны-импульсы. Высота гребней этих волн обычно превышает расчетную глубину установившегося движения, что приводит к тому, что расчетная пропускная способность транзитной части не обеспечивается. Кроме того, с возникновением катящихся волн нарушается работа концевых частей, волны выплескиваются на бермы водопропускного тракта, что приводит к инфильтрации воды за облицовку и разрушению последней. В весьма тяжелые условия попадает вся концевая часть и

отводящий канал сооружения. Чаще всего катящиеся волны возникают в сечениях прямоугольной и трапецидальной формы, при больших уклонах (больше 0,02... 0,025), при распластаных поперечных сечениях. Они образуются как в неаэрированных, так и в аэрированных потоках. С гидравлической точки зрения основная причина возникновения катящихся волн – это потеря потоком устойчивости движения. Разработаны специальные методы прогноза возможности возникновения катящихся волн и определения их параметров [10, 18 19, 23].

Борьбу с образованием катящихся волн ведут по двум основным направлениям [23]: а) предупреждая волнообразование; б) ликвидируя уже возникшие волны с помощью специальных устройств на транзитной или концевой части водосброса. Первое направление применяется при проектировании водосбросов; второе – как на проектируемых, так и на действующих водосбросах. Предупредить волнообразование можно путем использования сужающихся в плане быстротоков; применения искусственной шероховатости; проектирования струйных быстротоков и быстротоков с безволновыми поперечными сечениями.

Так, при реконструкции катастрофического водосброса Орто-Токойского гидроузла на р. Чу применены продольные разделительные стенки-детурбулизаторы 8 (Авт. св. СССР № 17389911 на имя Бочкарева Я.В., Лаврова Н.П., Сидоренко Ю.И.), показанные на плане и разрезе по открытому водосбросу (рис. 7.1, а). Применение этих детурбулизаторов 8 повышает устойчивость и уменьшает максимальные скорости потока на этом водосбросе с 28 до 24 м/с, что немаловажно с точки зрения возникновения кавитационной эрозии облицовки быстротока.

Уже возникшие на транзитной части берегового водосброса катящиеся волны ликвидируются, например, с помощью решетчатых трамплинов и специальных гасителей в концевой части или сотовых гасителей на транзитном участке.

В Кыргызстане разработаны, исследованы и применяются на практике достаточно простые и эффективные волногасители для каналов-быстротоков. К их числу относится устройство для гашения катящихся волн [18] (Патент РФ № 2022093 на имя Лаврова Н.П.), изображенное на рис. 7.4. Волногаситель устраивается в концевой части водоската 1 водосброса с облицованными бетоном стенками 2 и дном 3, на котором установлены продольные разделительные стенки 4, имеющие излом в плане. Эти стенки, сближаясь, образуют центральный 5 и боковые 6 каналы (секции), за которыми устраивается участок растекания потока 7. Принцип действия устройства состоит в дефазировании катящихся волн за счет различных скоростей  $C_1$  и  $C_2$  (см. рис. 7.4) перемещения их фронта в боковых и центральном отсеках.

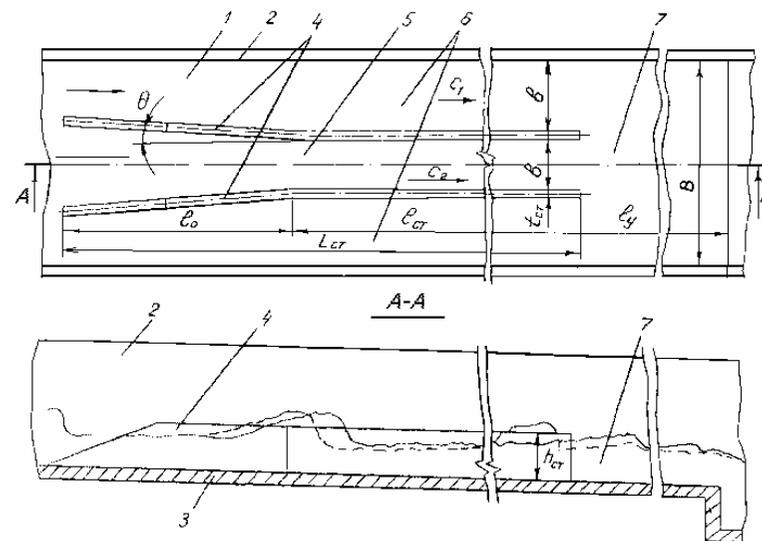


Рис. 7.4. Устройство для гашения катящихся волн в открытом русле.

В случаях, когда требуется погасить не только волновую, но и избыточную кинетическую энергию сверхбурного потока, применяются гасители энергии типа "Зигзаг" [18, 23], одна из модификаций которого (Авт. св. СССР № 1772308 на имя Лаврова Н.П. и Я.В. Бочкарева) показана на рис. 7.5. В этих конструкциях используются три известных принципа гашения энергии потока воды – реактивный, диссипативный и распределительный.

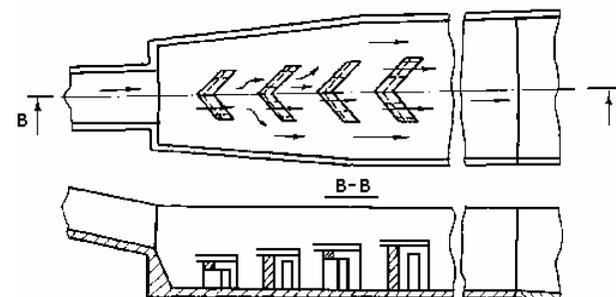


Рис. 7.5. Гаситель энергии высокоскоростного волнового потока "Зигзаг-3".

С возможным волнообразованием на транзитной части водосброса при одном или нескольких расчетных расходах можно также бороться с помощью желобчатых, криволинейных или фигурных поперечных сечений, именуемых в практике безволновыми профилями [1, 4, 18]. Например, канал-быстроток Туш, питающийся из р. Ала-Арча, имеет составной (полигональный) поперечный профиль конструкции К.И. Арсенишвили [10]: треугольный в нижней части сечения и трапецидальный – в верхней.

Гидравлический расчет открытого водосброса в форме быстротока включает [1, 4, 23]: определение ширины входа по формуле водослива с широким порогом; определение глубины потока на водоскате по формулам неравномерного и равномерного движения; расчет устойчивости бурного потока и определение параметров катящихся волн; выбор и расчет устройств предупреждения волнообразования или гашения катящихся волн [23]; расчет гасителя энергии в нижнем бьефе быстротока в виде водобойного колдца, воронки размыва за трамплином консольного сброса или в виде специальных гасителей энергии бурного и сверхбурного потока [11].

### 7.5. Закрытые водосбросы

Закрытые водосбросы широко используются в составе компоновок основных сооружений средне- и высоконапорных гидроузлов, возводимых в стесненных скальных створах. Их применение позволяет иметь широкий фронт работ при возведении глухой грунтовой или бетонной плотины благодаря пропуску строительных расходов по подземным (трубчатым или туннельным) водоводам и снижению стоимости строительства за счет замены дорогого в этих условиях открытого берегового водосброса более дешевым закрытым.

*Трубчатые башенные водосбросы.* В отдельных случаях закрытые водосбросы, размещаемые непосредственно в теле глухих плотин из грунтовых материалов, выполняют трубчатыми башенными (рис. 7.6).

При небольших расходах и напорах в несколько метров используют простейшие конструкции таких водосбросов (рис. 7.6, а) – с башнями постоянного поперечного сечения и допущением переходных гидравлических режимов работы, избегаемых при возведении более крупных сооружений. Такие водосбросы различных конструкций нашли широкое применение на ряде мелиоративных и энергетических гидроузлов. К трубчатым башенным водосбросам, построенным для пропуска больших расходов при значительных напорах, относятся водосбросы, изображенные на рис. 7.6, б, в. Они были запроектированы для работы с

четко выраженным безнапорным режимом. В их основаниях залегают слабые неоднородные полускальные и скальные породы. Концевая часть водосброса, изображенного на рис. 7.6, в, выполнена с носком-трамплином, конструкция и размеры которого были тщательно подобраны при модельных гидравлических исследованиях. Такие исследования были выполнены, например, кафедрой НВИЭ КРСУ в 2000 г. для катастрофического водосброса Орто-Токойской плотины на р. Чу. Башенные трубчатые водосбросы могут быть и сифонными.

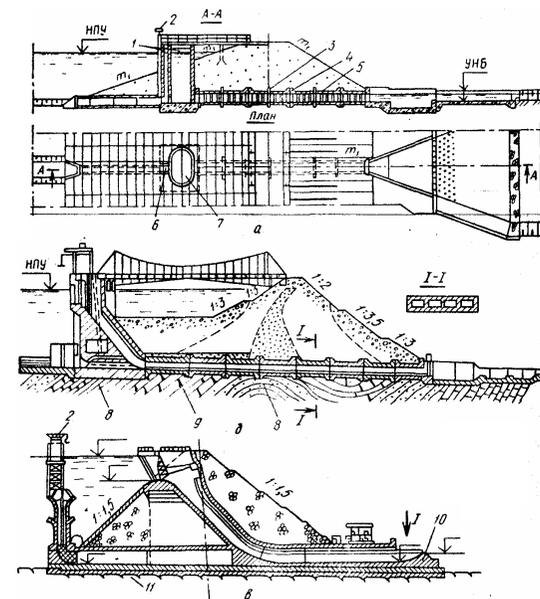


Рис. 7.6. Трубчатые башенные водосбросы:

- а – для небольших расходов и напоров (типовой проект Укргипроводхоза);
- б – водосброс Мингечаурского гидроузла (Грузия); в – водосброс гидроузла Ирил Эмда (Алжир); 1 – сороудерживающая решетка; 2 – подъемник; 3 – железобетонная диафрагма; 4 – деформационный шов; 5 – оклеечная гидроизоляция; 6 – камера затворов; 7 – шахта; 8 – глина; 9 – песок; 10 – носок-трамплин; 11 – слабые сланцы.

В сооружениях рассматриваемого типа весьма важно обеспечить надежное уплотнение в деформационных швах между секциями труб и между башней и трубами с учетом возможных неравномерных осадок. Необходимо предусмотреть все меры для того, чтобы на плоскостях примыкания бетонных труб к материковому или насыпному грунту не

образовывались пути для контактной фильтрации, что может привести к возникновению опасных фильтрационных деформаций. Избежать этого позволяет устройство развитых вертикальных элементов – выступов в местах стыков труб (рис. 7.6, б), а также установка специальных диафрагм (рис. 7.6, а).

**Трубчатые ковшовые водосбросы.** Они относятся к закрытым водосбросам, имеющим входной оголовок в виде ковша (рис. 7.7). Существуют как безнапорные, так и напорные ковшовые водосбросы с безвакуумными и вакуумными оголовками. В безнапорных водосбросах ковшового типа водосливной фронт входной части развивается в результате увеличения длины сливной кромки ковша. В напорных ковшовых водосбросах допускается поворот оси его трассы в плане. Концевую часть водосбросов этого типа устраивают в виде носка трамплина (рис. 7.6, в) или колодца-гасителя (рис. 7.6, а, б). Гидравлический расчет трубчатых водосбросов состоит из трех частей [1, 4, 19]: расчета входа, расчета транзитного трубопровода и расчета нижнего бьефа. Расчет входа состоит в определении ширины поверхностного водоприемника по формуле водослива или глубинного водоприемника по уравнению Бернулли. Расчет транзитной части заключается прежде всего в определении режима истечения в трубе (напорный, безнапорный и полунапорный) и вычислении расхода трубопровода. Для напорного трубопровода применяется формула истечения через короткий трубопровод:

$$Q = \mu_{сист} \omega_{вых} \sqrt{2gH}, \quad (7.2)$$

где  $\mu_{сист}$  – коэффициент расхода системы трубопровода,  $\mu_{сист} = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi}}$ ,

$\sum \xi$  – сумма гидравлических сопротивлений;  $\omega_{вых}$  – площадь выходного сечения трубы;  $H$  – напор (рис. 7.7).

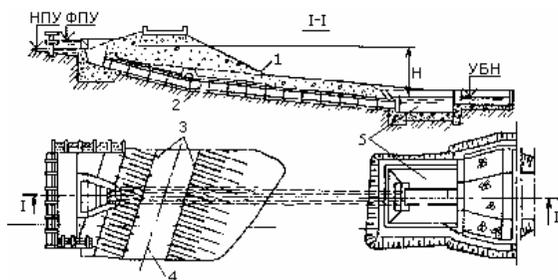


Рис. 7.7. Трубчатый ковшовый водосброс:

1 – поверхность земли; 2 – железобетонные трубы; 3 – надолбы; 4 – ось плотины, 5 – водобойный колодец.

Расчет нижнего бьефа заключается в определении размеров водобойного колодца. Глубина водобойного колодца 5 равна

$$d = \sigma h'' - h_б, \quad (7.3)$$

где  $h''$  – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка;  $h_б$  – бытовая глубина в нижнем бьефе;  $\sigma$  – коэффициент запаса,  $\sigma=1,1$ .

Длина водобойного колодца равна:

$$\ell_к = 4,5h''. \quad (7.4)$$

**Сифонные водопропускные сооружения.** Сифонными называют водопропускные сооружения, в которых сбрасываемый расход поступает в нижний бьеф через изогнутый в вертикальной плоскости в виде колена напорный водовод. Входное сечение трубопровода расположено ниже НПУ, а в зоне верхней горловой части колена при работе сооружения наблюдается образование вакуума. Как правило, сифоны снабжают вспомогательными устройствами, обеспечивающими выпуск воздуха из колена при пуске, необходимую герметичность внутренней полости, зарядку и автоматический срыв вакуума.

Сифоны, используемые в энергетическом и мелиоративном строительстве, по назначению могут быть разделены на пять основных групп:

сифонные водосбросы (рис. 7.8, а, б), регулирующие уровень воды в водохранилище путем сброса излишков паводковых вод; они подразделяются на береговые, приплотинные и пристанционные; последние выполняют роль аварийных водосбросов для исключения переполнения подводящих каналов ТЭС и насосных станций;

сифонные регуляторы расхода (рис. 7.8, в), осуществляющие пропуск постоянного расхода воды, включая мелкие сифонные водовыпуски из мелких каналов и лотков;

сифонные водовыпуски насосных станций (рис. 7.8, г), выпускающие воду из напорных трубопроводов и предотвращающие обратный ток воды;

сифонные водоприемники (рис. 7.8, д), служащие для забора воды в напорные трубопроводы ГЭС, ГАЭС или во всасывающие трубопроводы насосных станций.

Во всех типах сифонов происходит одинаковый процесс их включения в работу: сначала колено работает как водослив и ниже гребня в нем образуется гидравлический прыжок, валец которого захватывает воздушные пузырьки, что снижает давление в колене и в последующем включает сифон в работу полным сечением.

В сифонных водосбросах расход определяется действующим напором  $H$ , в сифонных водовыпусках – подачей насосов, расходом турбин микроГЭС и интенсивностью разбора воды другими потребителями.

Это обуславливает различие конструкций проточных частей сифонных водосбросов и водовыпусков. У водосбросов выходная часть делается конфузурной (суживающейся), а у водовыпусков – диффузурной (расширяющейся). В сифонных водовыпусках ГАЭС, работающих в двух режимах – турбинном и насосном, предпочтение отдается первому режиму и выходная часть делается конфузурной.

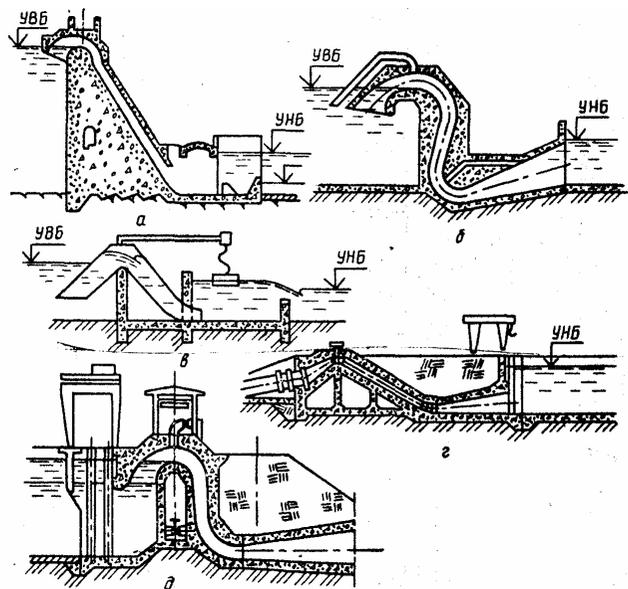


Рис. 7.8. Сифонные водопропускные сооружения:

а – приплотинные паводковые водосбросы; б – пристанционные водосбросы, используемые в качестве аварийных в напорных бассейнах ГАЭС и в насосных станциях; в – регуляторы расхода на каналах; г – водовыпуски мелиоративных насосных станций; д – водоприемники.

Пропускная способность сифонов определяется аналогично пропускной способности напорных трубопроводов по формуле (7.2).

Сифоны можно классифицировать по ряду признаков:

*по расходу:* малые (до  $10 \text{ м}^3/\text{с}$ ); средние ( $10...50 \text{ м}^3/\text{с}$ ); крупные (более  $50 \text{ м}^3/\text{с}$ );

*по числу параллельных сифонных секций:* однотрубные, двух- и многотрубные;

*по конструкции:* совмещенные с водосбросами других типов (размещаемых в быках, затворах, шахтах и др.); совмещенные со здани-

ем ГАЭС или блоками насосной станции; отдельно стоящие, не совмещенные с другими сооружениями;

*по способу зарядки:* самозаряжающиеся; с принудительной зарядкой.

Кроме перечисленных типов закрытых водосбросов применяются еще и *шахтные водосбросы* [1, 4, 19] с вертикальным стволом и отводящим туннелем. Входной оголовок шахтных водосбросов выполняется в форме кольцевого водослива или водослива типа "маргаритка" с отметкой гребня на уровне НПУ. Порядок расчета шахтного водосброса и вопрос определения его пропускной способности рассматриваются на лабораторных занятиях по энергетическим сооружениям НВИЭ.

## 7.6. Водоприемники гидроэлектростанций

Водоприемники представляют собой головную часть проточного тракта гидроэлектростанции, служащую для непосредственного приема воды из водохранилища, водотока или бассейна (ГАЭС). Они должны обеспечивать поступление необходимых расходов воды в водоводы, прекращение поступления воды во время осмотра или ремонта сооружений и оборудования, а также в случае аварии, защиту проточного тракта от проникновения донных наносов, плавающих тел, крупного сора, шуги и льда. Очертания водоприемника должны обеспечивать плавный вход воды в водоводы и минимальные потери напора.

Тип и конструкция водоприемника зависят от схемы и состава сооружений гидроузла, а также от природных условий района строительства. Все водоприемники можно разделить на два вида: безнапорные и напорные.

*Напорные водоприемники* (рис. 7.9, а) применяются обычно в условиях значительных колебаний уровней воды в верхнем бьефе во всех схемах ГАЭС и ГАЭС, кроме деривационных с низконапорными головными узлами. В большинстве случаев напорные водоприемники имеют незначительное заглубление. Однако есть примеры, когда их порог располагается на 50-80 м ниже НПУ.

*Безнапорные водоприемники* (рис. 7.9, б) применяются на гидроэлектростанциях при небольших колебаниях уровня верхнего бьефа. Преимущественное распространение они получили на деривационных станциях с низконапорными головными водозаборными узлами.

Напорные водоприемники приплотинных зданий ГАЭС, а также деривационных гидроэлектростанций можно разбить на три характерных типа: плотинные, береговые и башенные.

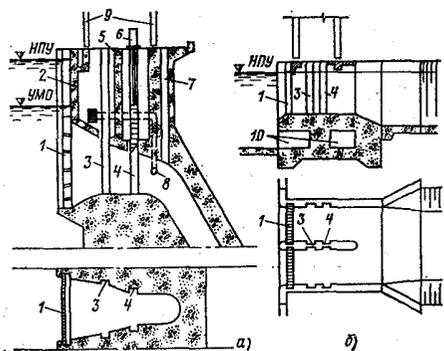


Рис. 7.9 Типы водоприемников:  
 а – напорный; б – безнапорный; 1 – сороудерживающая решетка; 2 – забральная стенка; 3, 4 – пазы ремонтного и аварийно-ремонтного затворов; 5 – промежуточная стенка; 6 – гидropодъемник; 7 – аэрационная труба; 8 – обводная труба (байпас); 9 – кран; 10 – промывные галереи.

Конструкции напорных водоприемников русловых и плотинных ГЭС практически не отличаются от описанных в п. 7.5 закрытых водосбросов, а точнее, от конструкций головной части этих сооружений. Добавляются только сороудерживающие решетки (стационарные или съемные) перед аварийно-ремонтными затворами. Напорные водоприемники оборудуют также аэрационными 7 и обводными 8 трубами (рис. 7.9).

Безнапорные водоприемники располагаются в составе водозаборных сооружений деривационных ГЭС (см. гл. 4). Они оснащаются либо плоскими затворами, как показано на рис.

7.9, б, либо стабилизаторами расхода, описание которых будет приведено ниже.

Вместе с тем в отдельных случаях безнапорные водоприемники можно выполнять перед напорной деривацией, устроенной, например, в виде напорного трубопровода.

Плотинные водоприемники размещают в теле бетонной или железобетонной плотины со стороны напорной грани и применяют главным образом при приплотинном расположении здания ГЭС.

Береговые водоприемники представляют собой железобетонную конструкцию, примыкающую непосредственно к береговому откосу, в которой размещено все оборудование водоприемника. Применяются они на деривационных и приплотинных малых ГЭС с подводом воды к агрегатам с помощью напорных туннелей или трубопроводов. Плотинные и береговые напорные водоприемники малых ГЭС встречаются редко. Они могут иметь форму, показанную на рис. 7.7 или 7.9, б.

Водопрпускные сооружения деривации, перечисленные в классификации (п. 7.1), описываются в следующей главе.

## 8. СООРУЖЕНИЯ БЕЗНАПОРНОЙ И НАПОРНОЙ ДЕРИВАЦИИ

Основными деривационными сооружениями малых ГЭС являются деривационные водоводы, отстойники и напорные бассейны в схемах с безнапорной деривацией и уравнильные резервуары в схемах с напорной деривацией.

Деривационные водоводы могут быть выполнены по безнапорной или напорной схеме. В первом случае они трассируются на отметках, близких к уровню верхнего бьефа, колебания которого обычно незначительны, во втором – водоводы располагают на более низких отметках, что позволяет увеличить глубину сработки и полезную емкость водохранилища.

В малых ГЭС с безнапорной деривацией при ровной и слабopесеченной местности, а также при достаточной устойчивости горных склонов выгодно использовать открытые каналы; гораздо реже применяют лотки и чрезвычайно редко безнапорные туннели.

В сложных топографических и геологических условиях по трассе деривации, когда сооружение канала нецелесообразно, устраивают напорные деривационные трубопроводы.

Деривацию можно осуществлять в виде водовода одного типа по всей длине или различных водоводов, в том числе чередованием напорных и безнапорных участков. Изменяющиеся по длине трассы топографические и геологические условия, а также характер и степень освоенности земель, по которым проходит деривация, являются основными причинами применения разнотипных водоводов, в том числе с чередованием напорных и безнапорных участков. Изменяющиеся по длине трассы топографические и геологические условия, а также характер и степень освоенности земель, по которым проходит деривация, являются основными причинами применения разнотипных водоводов. Вследствие этого происходит нарушение стационарного режима, причем последствия по-разному проявляются в безнапорных и напорных схемах.

В безнапорных водоводах в зависимости от пропускаемых расходов устанавливаются различные формы свободной поверхности потока. При равномерном движении свободная поверхность параллельна дну водовода и глубина по всей его длине остается постоянной. При уменьшении расхода ГЭС избыточное количество воды, поступающей в головную часть канала, повышает уровень, и во избежание перелива через стенки напорного бассейна и продольные дамбы канала вода должна быть сброшена в нижний бьеф ГЭС. Для этого в конце канала устраивают водосбросные сооружения, исключающие возможность его перепол-

нения. Их расчетный расход должен быть равен максимальному расходу деривации. Расход подачи в деривацию регулируется специальными затворами (рис. 7.12, б) в голове канала. Такой тип деривации называют *несаморегулирующейся*.

Возможным является также решение, при котором продольные дамбы и стенки канала подняты выше максимального уровня верхнего бьефа. В этом случае при уменьшении расхода ГЭС уровень воды в канале и напорном бассейне постепенно повышается и при остановленных турбинах становится горизонтальным на всем протяжении канала. Вынужденные сбросы воды в этой схеме отсутствуют, поэтому такие каналы называют *саморегулирующимися*. Саморегулирующиеся каналы в энергетическом отношении являются более совершенными, так как их применение повышает напор ГЭС при работе на режимах с частичной нагрузкой и исключает потери воды, неизбежные при сбросах из несаморегулирующихся водоводов. Однако стоимость деривации при саморегулирующемся канале выше, чем при несаморегулирующемся.

### 8.1. Открытые деривационные каналы

Форма поперечного сечения канала зависит главным образом от геологических и топографических условий по его трассе. Преобладающей формой сечения является трапециевидная. Если необходима глубокая выемка русла канала в грунтах, обладающих малым углом естественного откоса (например, плавунуны, глины), а также если на трассе канала менее устойчивые грунты

прикрыты более устойчивыми, поперечное сечение канала принимает полигональный, параболический или круговой профиль. В скальных ненарушенных породах возможны откосы с большой крутизной, вплоть до вертикальных.

Расположение канала в выемке (рис. 8.1, а) обеспечивает лучшую устойчивость откосов в плотных слежавшихся грунтах, упрощает технологию строительства, но увеличивает

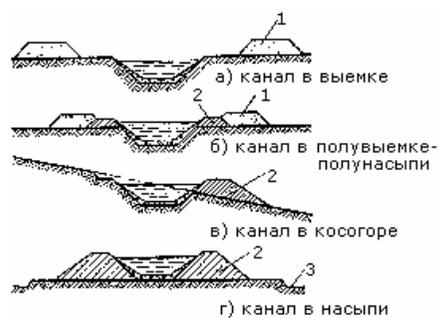


Рис. 8.1. Расположение русла деривационного канала относительно поверхности земли: 1 – кавальер; 2 – насыпь; 3 – резерв.

объем земляных работ. При расположении канала в полувыемке-полунасыпи (рис. 8.1, б, в) объем земляных работ наименьший в связи с

использованием грунта из выемки для образования насыпи. Недостатком такого расположения является неравномерность деформации откосов канала в естественном и насыпном грунтах, усложняющая условия работы и конструкцию облицовки.

Устройство деривационного канала в искусственной насыпи (рис. 8.1, г) характеризуется большими объемами земляных работ. Кроме того, для расположения канала в насыпном грунте требуется применение облицовки сложной конструкции, предотвращающей фильтрацию из канала. Поэтому устройство деривационных каналов в насыпи применяется крайне редко, лишь при пересечении водотоков или глубоких складок местности.

Основные конструктивные элементы, образующие русло канала, представлены на рис. 8.2.



Рис. 8.2. Элементы русла канала:

- 1 – надводный откос; 2 – берма; 3 – бровка; 4 – внутренний откос дамбы;
- 5 – гребень дамбы; 6 – внешний откос дамбы; 7 – дренаж; 8 – основание дамбы;
- 9 – подошва дамбы; 10 – облицовка; 11 – дно канала.

Ширину по дну и глубину определяют на основе гидравлических расчетов с учетом геологических условий и методов производства работ. Крутизну откосов русла и ограждающих дамб принимают из условий устойчивости откосов с учетом облицовки. Для предварительных расчетов при выборе заложения откосов (при высоте не более 5 м) в различных грунтах можно использовать значения [6], приведенные в табл. 8.1.

Таблица 8.1

Таблица зависимостей откосов каналов в зависимости от типа грунтов

Грунт	Заложение откосов	
	внутренних (подводных)	внешних (надводных)
Невыветрившаяся скала	0,1-0,25	0
Выветрившаяся скала	0,25-0,5	0,25
Полускальный водостойкий грунт	0,5-1	0,5
Галечник и гравий с песком	1,25-1,5	1
Глина, тяжелый и средний суглинок	1-1,5	0,5-1
Легкий суглинок, супесь	1,25-2	1-1,5
Крупно- и среднезернистый песок	1,25-2,25	1,5
Мелкозернистый песок	1,5-2,5	2
Пылеватый песок	3-3,5	2,5
Торф	0,25-2	-

Превышение основных берм и гребня дамбы над наивысшим уровнем воды устанавливают 0,2...0,8 м в зависимости от размеров канала.

Деривационные каналы редко выполняют без крепления их дна и откосов облицовкой. Применение искусственных облицовок вызвано в первую очередь целесообразностью сокращения площади живого сечения канала путем уменьшения коэффициента шероховатости и увеличения допустимой скорости течения воды, а также необходимостью уменьшения фильтрационных потерь. Кроме того, благодаря применению облицовок уменьшается или полностью устраняется подвижность грунтов, из которых сложены дно и откосы, вследствие колебания уровня воды в канале; предохраняется русло канала от разрушения плавающими предметами, льдом или землеройными животными; предотвращается зарастание водной растительностью.

Наиболее распространенными являются бетонные и железобетонные облицовки. Эти облицовки надежны в эксплуатации, мало зависят от геологических условий, и они почти не требуют ремонта. Несмотря на высокую стоимость, они чаще всего оказываются наиболее экономичными.

При устройстве монолитной бетонной облицовки бетон укладывают на месте по слою дренирующей подготовки из гравия, щебня или крупнозернистого песка. В обычных геологических условиях толщину бетонной облицовки принимают равной 15-20 см. В местах сопряжения с дном канала и изменения крутизны откосов для придания облицовке большей устойчивости устраивают утолщение в виде упора. В зоне образования ледяного покрова облицовку утолщают на 50...75%.

Из-за температурных деформаций и усадки бетона в монолитной облицовке необходимы швы, расстояние между которыми составляет обычно 3...5 м по длине канала. В каналах с шириной по дну более 3...5 м помимо поперечных выполняют продольные швы, как правило, в местах сопряжения откосов с дном или переломов профиля.

На практике применяют разнообразные конструкции швов монолитных облицовок. Особое внимание уделяют пластичному материалу, которым заполняют шов. При усадке бетона пластичный материал под действием воды уплотняет шов; в то же время он не должен мешать сжатию шва при расширении бетона. В качестве уплотняющих материалов применяют дерево, асфальт и асфальтовые смеси, толевые прокладки, битумные обмазки, войлок, паклю, пропитанные смолами, реже листовые прокладки из нержавеющей металлов. Возможно применение современных полимерных материалов, например, на основе эпоксидных смол и герметизирующих эластомеров.

К устройству железобетонной облицовки прибегают в сложных геологических условиях, а также при осуществлении в канале суточного регулирования с большими колебаниями уровня воды.

Железобетонные облицовки устраивают толщиной 7-10 см, армирование, как правило, по объему не превышает 2%. Сетчатую арматуру из стержней диаметром 8-12 мм устанавливают из расчета 3-5 стержней на 1 м длины облицовки в обоих направлениях. Железобетонная облицовка может иметь, как и бетонная, переменную толщину.

В Кыргызстане наибольшее применение находит [18] облицовка каналов, в том числе быстротечных, с расходом воды от 0,5 до 30 м<sup>3</sup>/с, из Г-образных железобетонных блоков, образующих прямоугольное сечение. Эти блоки длиной 2-3 м и высотой от 0,6 до 2,5 м устанавливают вертикально, образуя борта канала, а между ними по дну укладываются армированный бетон. Стыки между блоками герметизируются резиновыми пороловыми прокладками.

Поскольку бетонные и железобетонные облицовки нельзя считать абсолютно водонепроницаемыми, для уменьшения фильтрации устраивают гидроизоляцию из рулонных материалов на бетонной подготовке толщиной 5...7 см, защищают ее слоем цементного раствора толщиной 3 см, поверх которого укладывают бетонную или железобетонную облицовку.

При наличии в основании облицовки малопроницаемых грунтов с целью предотвращения возникновения противодавления необходимо устройство песчано-гравийной подготовки или дренажа.

Наряду с монолитными облицовками возможно крепление откосов и дна деривационных каналов отдельными плитами. Преимуществ

вами облицовки из бетонных или железобетонных плит являются ее гибкость, что важно при грунтах с неравномерной осадкой, возможность ее устройства в любое время года, а также изготовление отдельных элементов облицовки индустриальным способом, что позволяет ускорить производство работ. Однако сборные облицовки не находят еще широкого применения в гидроэнергетическом строительстве. Основной причиной этого является большое количество швов, увеличивающих шероховатость русла и потери воды на фильтрацию. Кроме того, относительно малая масса плит и отсутствие связи между ними создают опасность их смещения при быстром понижении уровня воды в канале и в результате примерзания к ним ледяного покрова.

Помимо бетонных и железобетонных облицовок в последнее время широко применяют облицовки из асфальтобетона (рис. 8.3, а), асфальтовых и битумных смесей (рис. 8.3, б). Такие облицовки являются более пластичными и надежными по сравнению с бетонными, особенно в условиях частой смены плюсовых и минусовых температур и промерзания воды. Однако технология укладки асфальтобетонных смесей на косогорных участках деривации достаточно трудоемкая.

Широкие возможности в разработке новых типов облицовок открывает использование современных полимерных материалов (полиэтилена, винилпласта и др.), обладающих высокими физико-механическими свойствами и надежными эксплуатационными качествами.

При наличии местных строительных материалов и соответствующих квалифицированных кадров крепить дно и откосы канала можно также каменной кладкой. При имеющемся избытке рабочей силы в сельских районах и неограниченных запасах булыжника в поймах горных рек этот древний метод может получить второе рождение.

В последнее время по рекомендации зарубежных специалистов для крепления русел рек при паводках применяют габионы типа "матрасов Рено", представляющие собой прямоугольные мешки из металлической сетки, набитые камнем. Этот метод также может применяться и при облицовке каналов малых ГЭС. В отдельных случаях на оползневых участках склонов применяются даже каналы в металлической сварной облицовке (участки деривации Калининской ГЭС на р. Кара-Балта). Высокая стоимость такого водовода оправдывается его долговечностью и надежностью.

Выбор трассы является основной задачей проектирования деривационного канала. Трассу следует выбирать на основании тщательного технико-экономического сопоставления вариантов в зависимости от общей схемы ГЭС, топографических и инженерно-геологических условий местности.

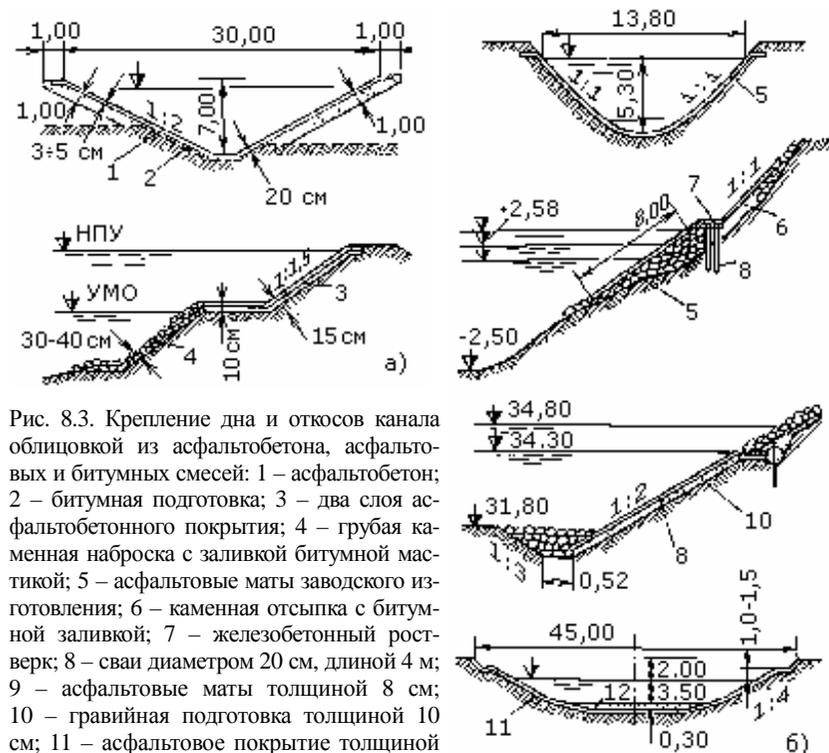


Рис. 8.3. Крепление дна и откосов канала облицовкой из асфальтобетона, асфальтовых и битумных смесей: 1 – асфальтобетон; 2 – битумная подготовка; 3 – два слоя асфальтобетонного покрытия; 4 – грубая каменная наброска с заливкой битумной мастикой; 5 – асфальтовые маты заводского изготовления; 6 – каменная отсыпка с битумной заливкой; 7 – железобетонный ростверк; 8 – сваи диаметром 20 см, длиной 4 м; 9 – асфальтовые маты толщиной 8 см; 10 – гравийная подготовка толщиной 10 см; 11 – асфальтовое покрытие толщиной 6 см по гравийно-битумной подготовке толщиной 10 см; 12 – мергель.

Для уменьшения объемов строительных работ трассу канала желательно прокладывать по кратчайшему расстоянию от головного узла к станционному, однако топографические и геологические условия зачастую заставляют отступать от этого правила.

Радиусы закруглений трассы обычно принимают равными не менее  $5b$  ( $b$  – ширина канала по дну).

Трасса деривационного канала может пересекать реки, овраги, искусственные сооружения и т.п. Большинство пересечений находится в разных уровнях, поэтому требуется строительство специальных сооружений. Небольшие ручьи с расходом, меньшим расхода канала, пропускают либо по трубе под каналом (дюкер), либо в лотке над ним (акведук). При значительных расходах водотока, пересекаемого трассой канала, и небольшой разности уровней воды в них устраивают дюкеры. Переход

канала через реку, овраг, автомобильную или железную дорогу осуществляют с помощью акведука.

Инженерные сооружения на каналах включают также устройство для защиты от сора или наносов, влекомых ливневыми или тальми водами. Для этого с нагорной стороны канала предусматривают специальные сборные канавы. Для пропуска селевых потоков и ливневых вод через трассу сооружают крупные лотки, размещаемые выше канала (селедук), или трубчатые конструкции, пропускаемые под каналом (дюкеры). При прохождении трассы по оползневым косогорным участкам обычно предусматривают подпорные стенки, дренирование склона и другие мероприятия для обеспечения его устойчивости. Вдоль каналов, как правило, строят инспекторские дороги для осмотра состояния канала и сооружений на нем, а также для подвозки механизмов и материалов для ремонта. В целях защиты канала от заноса песком и пылью, а зимой снегом, для снижения потерь воды на испарение и в целях общего благоустройства по берегам канала сажают деревья и кусты.

## 8.2. Деривационные лотки, туннели, трубопроводы

При невозможности устройства деривации малой ГЭС в виде открытого канала (скальные грунты, сложные топографические условия) сооружают лотки, туннели и трубопроводы.

Лотки чаще всего выполняют из монолитного или сборного железобетона. Они имеют трапециевидное, прямоугольное, параболическое или круглое поперечное сечение (рис. 8.4, а-в). Лотки могут быть заглублены, установлены непосредственно на откосе или на опорные конструкции.

Безнапорные и напорные туннели (рис. 8.4, г, д) ввиду их высокой стоимости на малых ГЭС встречаются сравнительно редко, исключительно в сложных горных условиях (хотя многими зарубежными фирмами хорошо освоены методы механизированной проходки туннелей небольших сечений, площадью 3-4 м<sup>2</sup>).

Стальные трубопроводы, как правило, более дорогие, причем их относительная стоимость возрастает с уменьшением напора ГЭС, поскольку в этом случае толщина стенок труб определяется не внутренним давлением, а интенсивностью коррозии и гидроабразивного изнашивания.

Недостатками железобетонных трубопроводов являются их большая масса и значительные продольные температурные деформации. Для уменьшения массы трубопроводов, особенно сборных, широко применяют предварительно напряженные конструкции, а для уменьшения воздействия внешней температуры трубопроводы выполняют засыпны-

ми. В сборных железобетонных трубопроводах значительную сложность представляет обеспечение водонепроницаемости швов.

Трубопроводы в качестве деривационных водоводов малых ГЭС используют при значительных колебаниях уровня воды в верхнем бьефе или при прохождении трассы деривации по сильно пересеченной местности (рис. 8.4, е-з). При напорах до 75 м в качестве материала для трубопроводов успешно применяют дерево, до 100 м – железобетон, до 150 м – армированный пластик, до 400 м – мягкую ковкую сталь и до 800 м – сталь.

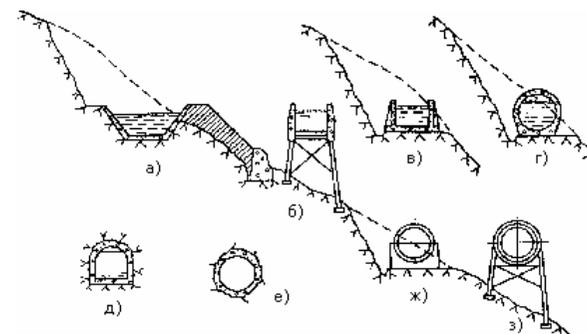


Рис. 8.4. Деривационные водоводы малых ГЭС.

Трасса и продольный профиль трубопровода должны быть выбраны так, чтобы при любом режиме работы гидроагрегата на всей длине трубопровода не было участков с внутренним давлением ниже атмосферного. Радиусы поворота оси криволинейных участков трубопровода в зависимости от его размеров должны быть не менее  $(50 \pm 100)D_{mp}$ , где  $D_{mp}$  – диаметр трубопровода. В сложных топографических условиях стоимость собственно труб не является определяющей, так как большие капиталовложения требуются для планировки трассы, устройства промежуточных и анкерных опор.

По всей трассе деривационного трубопровода должен быть обеспечен отвод за пределы сооружения фильтрационных и поверхностных вод и аварийного расхода воды при разрыве трубопровода. В сейсмических районах (7 баллов и выше) перед трубопроводом должен быть предусмотрен аварийный затвор с автоматическим закрытием. Отказ от этого затвора допускается только при специальном обосновании.

За затворами, а также в повышенных точках трассы должны быть предусмотрены воздухоподводящие трубы и клапаны для выпуска или впуска воздуха при опорожнении трубопровода.

### 8.3. Основы гидравлического расчета деривационных водоводов

Основной задачей гидравлических расчетов деривационного водовода является определение размеров его поперечного сечения при заданном расчетном расходе. Расчетный расход определяется режимом работы ГЭС и обосновывается технико-экономически. Определяют также потери напора по длине деривационного водовода (по формуле Вейсбаха-Дарси или другим методом) в условиях установившегося движения воды при режимах работы, отличающихся от расчетного, что необходимо для вычисления действующего напора, мощности и выработки ГЭС.

Специальную область гидравлических расчетов составляет определение экстремальных значений различных параметров (скорости, давления, уровня и т. п.) в условиях неустановившегося движения воды, которое наблюдается при быстром изменении нагрузки ГЭС.

Размеры поперечного сечения деривационного водовода определяют исходя из условия пропуска расчетного расхода при установившемся равномерном движении воды по всей длине деривации.

При *безнапорной* деривации (канал, лоток, безнапорный туннель или трубопровод) используют формулу Шези

$$\omega = Q / (C \sqrt{Ri}), \quad (8.1)$$

где  $\omega$  – площадь живого сечения потока, м<sup>2</sup>;  $Q$  – расчетный расход, м<sup>3</sup>/с;  $C$  – коэффициент Шези, м<sup>0,5</sup>/с, зависящий от размеров, формы и шероховатости стенок водовода;  $R$  – гидравлический радиус, м;  $i$  – уклон дна деривационного водовода.

Помимо расчетного расхода при решении гидравлических задач заданными обычно являются форма поперечного сечения и коэффициент шероховатости стенок водовода.

Скорость течения воды в деривационном водоводе при пропуске расчетного расхода не должна быть меньше значений, при которых может возникнуть опасность заиления или зарастания водной растительностью. В то же время, если водовод выполнен в виде необлицованного канала, скорость течения воды не должна приводить к размыву русла. Величины допустимых на размыв и заиление скоростей приводятся в учебниках и справочниках [11, 24].

Если площадь и форма поперечного сечения водовода известны, то его строительный уклон  $i$  и падение уровня воды  $\Delta z$  по длине  $L$  (потери напора) определяют по формулам

$$i = Q^2 / (\omega^2 C^2 R) = U^2 / (C^2 R);$$

$$\Delta z = iL = LQ^2 / (\omega^2 C^2 R). \quad (8.2)$$

Из (8.1) видно, что площадь живого сечения безнапорного водовода определяется уклоном его дна. Чем больше уклон, тем меньше размеры поперечного сечения и соответственно стоимость деривации. В то же время с увеличением уклона возрастают потери напора, а следовательно, снижается мощность ГЭС. Определение оптимального уклона дна деривационного водовода и размеров его поперечного сечения является целью технико-экономических расчетов.

В случае возникновения в деривационном канале кривых спада или подпора глубину потока необходимо уточнить по известным уравнениям неравномерного движения воды [11, 24]. Кроме того, при запуске или остановке гидроагрегатов ГЭС в деривационном канале наблюдается неустановившееся движение в виде волн перемещения. Размеры этих волн также необходимо учитывать при назначении строительной высоты канала.

Площадь поперечного сечения *напорного* деривационного водовода (туннеля, трубопровода) в условиях установившегося, равномерного движения воды при известных размерах и конструкции водовода определяют исходя из потерь напора  $\Sigma h_{\text{деп}}$ , возникающих при пропуске расчетного расхода,

$$\Sigma h_{\text{деп}} = \left( \frac{2gL}{C^2 R} + \Sigma \zeta_{\text{мест}} \right) \frac{U^2}{2g}, \quad (8.3)$$

где  $2g/(C^2 R)$  – коэффициент потерь напора по длине в квадратичной области сопротивления  $\lambda = 8g/c^2$ ; тогда потери по длине из формулы Вейсбаха-Дарси равны  $h_{\text{дл}} = \frac{2gL}{C^2 R} \cdot \frac{U^2}{2g}$ ;  $\Sigma \zeta_{\text{мест}}$  – сумма коэффициентов местных сопротивлений.

При большой протяженности водовода потери  $\Sigma h_{\text{деп}}$  могут быть значительными, что сильно уменьшает напор ГЭС и степень использования естественного падения участка водотока, поэтому следует стремиться к обеспечению возможного минимума гидравлических потерь. Так как они резко возрастают с увеличением расчетных скоростей течения, то уменьшение их может быть достигнуто путем увеличения размеров поперечных сечений водоводов. Однако, как и при безнапорной деривации, по экономическим соображениям ограничивают пределы этого увеличения. Продольный уклон дна напорного водовода не связан с его гидравлическим уклоном и может быть как постоянным по всей длине, так и переменным.

При большой протяженности водовода потери  $\Sigma h_{\text{деп}}$  могут быть значительными, что сильно уменьшает напор ГЭС и степень использования естественного падения участка водотока, поэтому следует стремиться к обеспечению возможного минимума гидравлических потерь. Так как они резко возрастают с увеличением расчетных скоростей течения, то уменьшение их может быть достигнуто путем увеличения размеров поперечных сечений водоводов. Однако, как и при безнапорной деривации, по экономическим соображениям ограничивают пределы этого увеличения. Продольный уклон дна напорного водовода не связан с его гидравлическим уклоном и может быть как постоянным по всей длине, так и переменным.

В гидравлических расчетах, связанных с определением размеров поперечных сечений всех деривационных водоводов, особое внимание

следует уделять выбору коэффициента шероховатости, учитывая, в частности, возможность его увеличения в процессе эксплуатации.

Максимальный расчетный расход пропускается при равномерном установившемся движении потока в деривационном водоводе. При расходах гидроэлектростанции, отличных от максимального, происходит нарушение этого режима, что по-разному проявляется в напорных и безнапорных схемах. В напорных водоводах изменяются только средние скорости течения, потери напора и в соответствии с этим пьезометрическая линия.

В безнапорных деривационных водоводах в зависимости от пропускаемых расходов устанавливаются различные формы свободной поверхности потока. При равномерном движении свободная поверхность параллельна дну водовода и глубина по длине потока остается постоянной. При понижении уровня верхнего бьефа от отметки УВБ' до отметки УВБ" пропускная способность деривации уменьшится до значения  $Q_{дер}$ . При условии  $\Sigma Q_m = Q_{дер}$  характер течения и форма свободной поверхности сохранятся (здесь  $\Sigma Q_m$  – суммарный расход гидротурбин,  $Q_{дер}$  – расход деривации). При уменьшении расхода гидроэлектростанции ( $\Sigma Q_m < Q_{дер}$ ) избыточные объемы воды, поступающей в деривационный канал, приведут к повышению уровня. Во избежание перелива воды через стенки напорного бассейна и продольные дамбы канала устраиваются водосбросные сооружения. Их расчетный расход должен быть равен максимальному расходу деривации.

Нарушение этого правила допущено при строительстве Кеминской ГЭС, где расход сброса ( $Q_{сбр} = 26 \text{ м}^3/\text{с}$ ) меньше расхода деривации ( $Q_{дер} = 42 \text{ м}^3/\text{с}$ ), что создает опасность переполнения деривационного канала в случае остановки гидроэлектростанции.

Гидравлический расчет безнапорных туннелей по формуле Шези (8.1) является достаточно трудоемким, поэтому для определения расхода  $Q$  и средней скорости  $U$  пользуются вспомогательными графиками и таблицами, составленными в зависимости от степени наполнения водовода  $h/h_{полн}$  [11, 24], а также специальными компьютерными программами.

Размеры сечения и уклоны дна безнапорных подводящих и отводящих деривационных туннелей должны обеспечивать безнапорный режим течения при всех режимах работы гидроэлектростанции, включая максимальные сбросы нагрузки.

При проектировании длинных напорных подводящих туннелей размеры поперечного сечения и их высотное положение назначаются таким образом, чтобы при различных расчетных условиях, включая неустановившиеся режимы, на всем протяжении туннеля под шельгой

свода оставался запас давления не менее 0,02 МПа. Разновидностью неустановившегося движения в напорных трубопроводах является гидравлический удар, на который рассчитываются закрытые деривационные водоводы.

Минимальные размеры поперечного сечения деривационных туннелей должны удовлетворять правилам безопасного ведения работ. В зависимости от формы поперечного сечения и типа отделки наименьшая высота туннеля составляет 2,1-2,7 м, наименьшая ширина – 1,9-2,7 м.

#### 8.4. Отстойники на деривационных водоводах ГЭС

Гидротурбины ГЭС более требовательны к качеству воды по сравнению, например, с ирригационными системами. Для деривационных каналов ГЭС вредными наносами считаются [4] песчаные фракции диаметром более 0,25 мм, которые истирают лопатки гидротурбин, тогда как на поля для орошения допустим вынос фракции до 0,4...1,0 мм.

В связи с этим очистки воды на водозаборных сооружениях (гл. 4) бывает недостаточно и применяется вторая ступень осветления воды. Сооружения, служащие для осаждения крупных и мелких фракций наносов, называют отстойниками. Отстойники классифицируются по следующим признакам [1, 4]:

- по способу удаления наносов из камер отстойника – с механической очисткой (экскаваторами), с гидравлической промывкой и комбинированные;

- по режиму гидравлической промывки – с периодической промывкой (например, на Кеминской ГЭС – 1 раз в сутки) и непрерывной промывкой;

- по месту расположения отстойника – в составе речного водозаборного узла, на некотором удалении от него и в составе напорного бассейна;

- по числу камер – однокамерные, двухкамерные и многокамерные.

Рассмотрим конструкции некоторых типов отстойников, подробно описанные в [1, 7].

*Отстойники с камерами периодического действия.* В процессе работы отстойников такого типа выпадающие наносы постепенно заполняют мертвый объем камер высотой  $h_{м.о}$  (рис. 8.5, а), при этом скорости в камерах увеличиваются. Когда они достигают значений, при которых возможен вынос опасных фракций в деривационный водовод, наносы удаляются из камер одним из указанных выше способов. Во время удаления наносов камеры отстойника отключаются от деривации. Удаление наносов из камер производится поочередно по мере их заиливания.

Поэтому обычно отстойники периодического действия выполняются многокамерными. В действующих конструкциях отстойников этого типа число камер составляет от 2 до 6.

*Отстойники с камерами непрерывного действия.* Особенностью отстойников этого типа является удаление наносов без отключения камер от деривации. Благодаря этому они могут выполняться как многокамерными, так и однокамерными (рис. 8.5, б-д).

Гидравлический способ удаления наносов из камер периодического действия осуществляется в следующей последовательности (рис. 8.5, а): закрываются затворы 11, 12 на входе в камеру и выходе из нее; открывается затвор промывной галереи 5 и камера опорожняется. Затем приподнимается затвор на входном пороге и струя воды, выходящая из-под него, смывает наносы и уносит их через промывные устройства 5, 6 в русло реки. После промывки камеры затвор промывной галереи закрывается и камера включается в работу.

Для повышения эффективности смыва наносов дну камер придается небольшой уклон ( $i=0,02\div 0,05$ ) в сторону промывных галерей. С этой же целью в широких камерах устраиваются продольные ребра, верх которых находится несколько выше поверхности осаждаемых в камере наносов. Обычно промывные галереи располагаются в выходном пороге отстойника. Однако при некоторых компоновках гидроузлов эти галереи целесообразно размещать на входном пороге.

Непрерывный гидравлический промыв отстойников с камерами непрерывного действия нашел наиболее широкое применение. На рис. 8.5, б, в изображены схемы отстойников данного типа.

В средней части дна камеры вдоль отстойника устраивается сборно-промывная галерея небольшого сечения, которая сверху перекрывается специальной горизонтальной решеткой. В галерее устанавливается напорное движение с постепенно увеличивающимся промывным расходом вдоль нее. Наносы поступают через просветы донной решетки в сборно-промывную галерею и через промывную галерею, расположенную в выходном пороге, отводятся в русло реки.

Увеличение ширины камер отстойника приводит к уменьшению его стоимости благодаря сокращению числа разделительных стенок, а в некоторых случаях и затворов. Однако в таких конструкциях труднее обеспечить равномерное распределение скоростей по ширине камеры.

Иногда на дне отстойников устраивают двухсторонние скаты, под которыми размещают сборно-промывные галереи (рис. 8.5, д). Наносы вместе с промывным расходом через продольные щелевые отверстия поступают в галерею и отводятся в реку. Существенным недостатком подобных конструкций является опасность полного завала сборно-

промывных галерей наносами в маловодные периоды года, когда отстойник промывается лишь периодически.

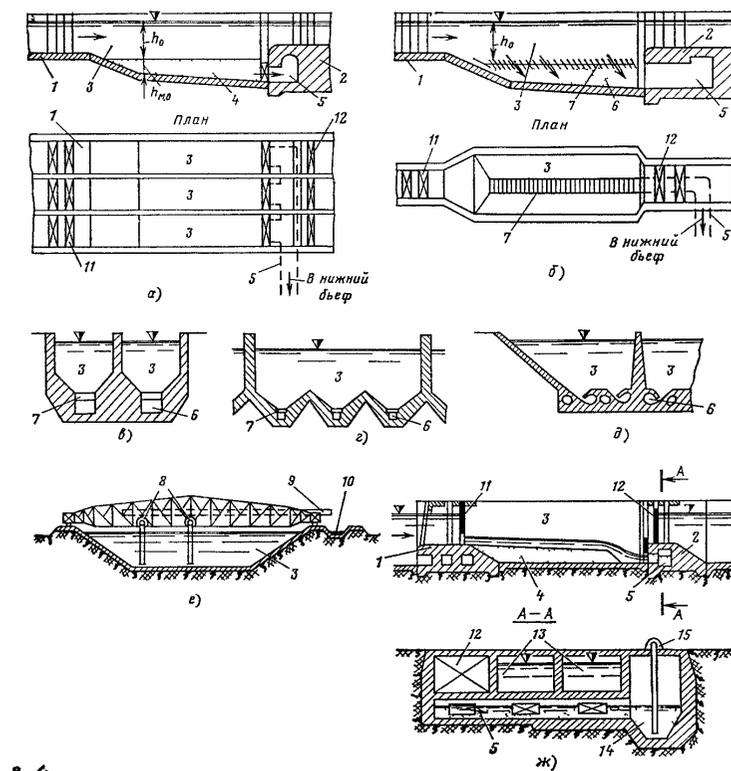


Рис. 8.5. Схемы отстойников ГЭС:

а – периодического действия, многокамерный, с периодическим промывом осевших наносов; б – непрерывного действия, однокамерный с непрерывным гидравлическим промывом оседающих наносов; в – поперечный разрез по двухкамерному отстойнику непрерывного действия; г – поперечный разрез по отстойнику с широкими камерами; д – то же по отстойнику с непрерывным промывом наносов через продольные сборно-промывные галереи со щелевой формой донных отверстий; е – поперечный разрез по однокамерному отстойнику с непрерывным удалением наносов землесосами; ж – с периодической комбинированной системой удаления наносов; 1 – входной порог; 2 – выходной порог; 3 – камера; 4 – мертвый объем; 5 – промывная галерея; 6 – сборно-промывная галерея; 7 – решетка; 8 – землесосы; 9 – лоток; 10 – грязевой лоток; 11, 12 – затворы на входном и выходном порогах; 13 – работающие камеры; 14 – сборный колодец; 15 – насос.

Кроме описанных выше, имеются и другие конструкции отстойников, например, с вертикальными промывными шахтами или с донными промывными отверстиями. В отстойниках с непрерывным гидравлическим промывом камер удаление наносов осуществляется без опорожнения камер и они могут применяться при сравнительно небольшом напоре на головном узле ГЭС.

Гидромеханическое удаление наносов из отстойника непрерывного действия с помощью землесосов насосного типа, установленных на подвижной ферме, представлено на рис. 8.5, е. Могут применяться также землесосы сифонного типа и плавающие земснаряды (только на крупных ГЭС).

### 8.5. Напорные бассейны ГЭС

Напорные бассейны входят в состав станционных узлов деривационных ГЭС. Назначение напорных бассейнов состоит в сопряжении безнапорной части деривации с напорной ее частью или с турбинными напорными трубопроводами. При этом должны быть обеспечены независимое включение и отключение любого из напорных водоводов в обычных эксплуатационных условиях и аварийных случаях, а также равномерное распределение расхода между ними.

Напорные бассейны должны обеспечивать возможность сброса избытков воды при изменении мощности малой ГЭС и в аварийных случаях. Кроме того, в напорных бассейнах должна быть предусмотрена защита турбинных водоводов от проникновения в них сора, льда, наносов и др.

В состав напорного бассейна входят следующие основные сооружения:

- аванкамера, осуществляющая плавный подход воды к водоприемным устройствам;
- водоприемные устройства, непосредственно осуществляющие забор воды в турбинные напорные водоводы;
- донные водоспуски для опорожнения напорного бассейна и деривационного водовода;
- промывные устройства для удаления наносов;
- водосбросные сооружения для сброса воды и шуги в нижний бьеф во время регулирования мощности и при аварийных обстоятельствах.

Ширина и глубина аванкамеры в начальном сечении определяются размерами поперечного сечения безнапорной деривации, затем они постепенно увеличиваются по направлению течения и в конечном сечении соответствуют размерам водоприемных устройств. Для уменьшения потерь напора и равномерного распределения расхода воды расширение

аванкамеры в плане и вертикальной плоскости рекомендуется принимать с углом не более 10-12°. Сокращение длины аванкамеры может быть получено установкой в ней распределительных бычков или тонких стенок.

Аванкамеры можно располагать в выемке, в полунасыпи-полувыемке. Они также могут быть образованы ограждающими дамбами или подпорными стенками.

Водоприемные устройства в значительной степени определяют размеры напорного бассейна и являются самым дорогим его элементом. Конструкция массивного водоприемного устройства с примерными размерами и высотной привязкой приведена на рис. 8.6.

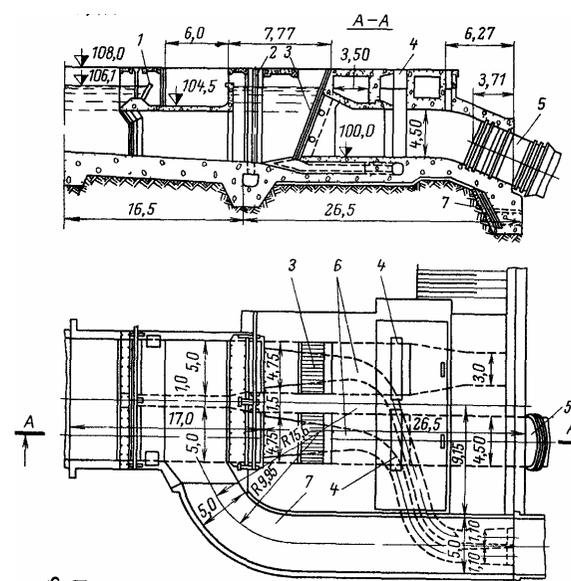


Рис. 8.6. Компонка сооружений и оборудования напорного бассейна:  
1 – клапан шуговодосброса; 2 – паз шандор; 3 – решетка; 4 – паз затвора;  
5 – турбинный трубопровод; 6 – промывные галереи; 7 – быстроток.

К забральным стенкам, решеткам, пазовым конструкциям и другим элементам водоприемных устройств предъявляется требование обеспечить минимальные потери напора при их обтекании. Конструктивное решение всех элементов, а также выбор гидромеханического и подъемно-транспортного оборудования производят в соответствии с требованиями, предъявляемыми к безнапорным водоприемникам малых ГЭС.

Схемы вариантов сопряжения аванкамеры напорного бассейна с деривационным каналом и турбинными водоводами показаны на рис. 8.7.

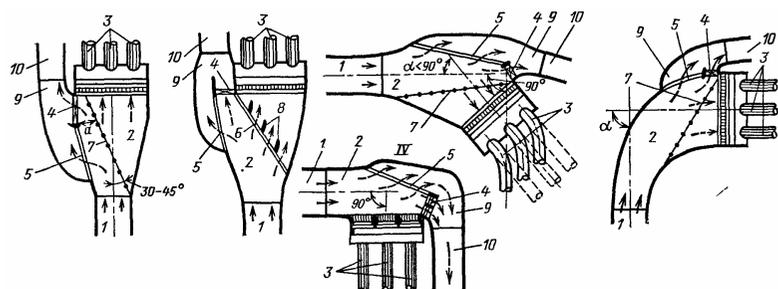


Рис. 8.7. Схемы сопряжения аванкамеры с деривационным каналом и напорной стенкой бассейна.

Так как поступающая в напорный бассейн вода обычно не содержит крупных плавающих тел и сора, сороудерживающие решетки напорных бассейнов в отличие от водоприемников малых ГЭС устанавливаются, как правило, между ремонтными и аварийно-ремонтными затворами под углом 10-30° к вертикали, что позволяет эффективно использовать для их очистки сороочистные механизмы.

Водосбросные сооружения должны быть быстродействующими. Они состоят из головной и отводящей частей. Головная часть расположена в пределах напорного бассейна и служит для забора воды из него, а отводящая часть отводит сбрасываемую воду в нижний бьеф. Головная часть автоматического водосброса может быть выполнена в виде водослива без затворов на гребне, сифонов и отверстий с автоматическими затворами-шугосбросами.

Пример расчета напорного бассейна малой ГЭС приведен в методических указаниях к курсовому проекту по "Энергетическим сооружениям УНВЭ" [14]. Он включает определение размеров аванкамеры, высоты стенок напорного бассейна и отметки низа трубы в начале турбинного водовода.

### 8.6. Уравнительные резервуары

Уравнительные резервуары из-за их достаточной сложности и высокой стоимости в напорных схемах малых ГЭС сооружаются довольно редко.

Применяются, как правило, цилиндрические резервуары (рис. 8.8).

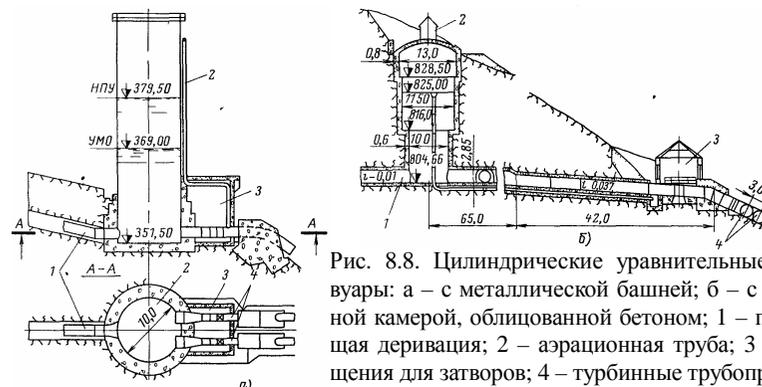


Рис. 8.8. Цилиндрические уравнительные резервуары: а – с металлической башней; б – с подземной камерой, облицованной бетоном; 1 – подводящая деривация; 2 – аэрационная труба; 3 – помещения для затворов; 4 – турбинные трубопроводы.

Необходимость установки уравнительного резервуара или другого средства защиты от гидравлического удара, например, вантуза, определяется расчетом турбинного трубопровода при неустановившемся движении воды. Вариант такого расчета гидроудара при быстром закрытии направляющего аппарата турбин МГЭС приведен в [21].

Приближенным критерием необходимости установки верхнего уравнительного резервуара может служить постоянная инерции напорных водоводов

$$T_{\omega} = \sum_{i=1}^{i=n} l_i U_i / (gH), \quad (8.4)$$

где  $l_i$  – длина отдельных участков напорного водовода, м;  $U_i$  – средняя скорость потока на этих участках, м/с;  $H$  – расчетный напор нетто, м.

Опыт строительства и эксплуатации крупных ГЭС показывает, что при  $T_{\omega} < 3 \dots 6$  с можно отказаться от установки уравнительного резервуара. Для малых ГЭС такие рекомендации в настоящее время отсутствуют. При работе малой ГЭС на автономную энергосистему или изолированную нагрузку, учитывая возможность больших допустимых отклонений частоты, предельную величину  $T_{\omega}$ , по-видимому, можно существенно увеличить.

Окончательное решение следует принимать на основании технико-экономического сопоставления вариантов напорной системы с уравнительным резервуаром и без него. При этом следует рассматривать возможность использования других известных способов уменьшения гидравлического удара. В частности, весьма эффективным является применение холостых выпусков воды, устройство вантузов и т.д.

## 8.7. Турбинные водоводы

Турбинными водоводами принято называть участок напорных трубопроводов от водоприемника или уравнительного резервуара до гидротурбины.

По схеме водоподачи различают *раздельный*, *групповой* и *объединенный* подводы воды к гидротурбинам. Предпочтение той или иной схеме может быть отдано после их технико-экономического сопоставления с учетом конкретных условий. Однако можно сформулировать ряд общих положений, позволяющих облегчить такой выбор. Раздельный подвод воды целесообразен:

1) при небольшой длине водоводов, когда их объединение будет связано с устройством дополнительных конструктивных элементов, задвижек, развилок и др.;

2) при возможности использования стандартных труб (стальных или сборных железобетонных), если объединенная схема исключает такую возможность.

Самое простое решение подвода воды к турбинам, но не всегда экономически целесообразное – это сооружение отдельного водовода для каждого агрегата (Аламединский каскад, Курпсайская ГЭС). Более сложное решение – это сооружение общего водовода с разделением его с помощью развилок на отдельные водоводы к каждому агрегату (Ат-Башинская ГЭС, Токтогульская ГЭС). Развилки чаще всего устраиваются перед зданием ГЭС. Сложность сооружения развилок состоит в том, что они должны иметь малые гидравлические потери и одновременно быть простыми и устойчивыми в условиях высокого давления.

Развилки напорных водоводов по числу ответвлений могут быть [20] двойные, тройные т.д., по взаимному расположению ответвлений на симметричные (рис. 8.9, б, в, г) и несимметричные (рис. 8.9, а, д, е).

Кроме того, развилки по расположению отводов можно разделить на *плоские*, у которых оси всех элементов развилки размещаются в одной плоскости (Ат-Башинская ГЭС) и на *пространственные*, когда оси не находятся в одной плоскости ("табуретка" Токтогульской ГЭС). Развилки напорных трубопроводов малых ГЭС обычно располагаются в одной плоскости и имеют не более 3-4 отводов. Развилки по форме присоединения могут быть цилиндрическими и коническими (рис. 8.10).

Расчет сопротивлений производится по известной формуле мест-

ных потерь:

$$h_i = \xi_i \frac{U_{ex}^2}{2g}, \quad (8.5)$$

где  $\xi_i$  – коэффициент местного сопротивления в  $i$ -том отверстии, определяемый по графикам зависимости  $\xi_i = f(D_i/D_{ex})$  из справочника [20, с. 36-37];  $U_{ex}$  – средняя скорость во входном сечении,

$$U_{ex} = \frac{4Q_{ex}}{\pi D_{ex}^2}. \quad (8.6)$$

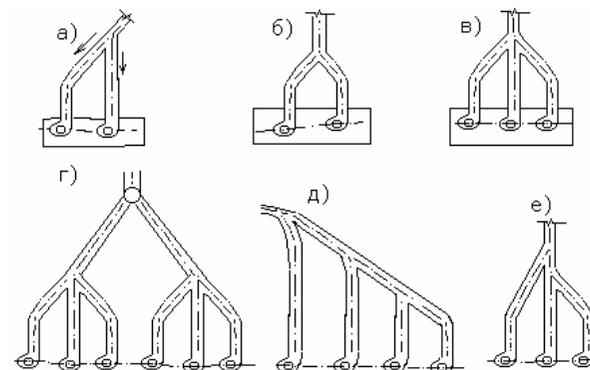


Рис. 8.9. Развилки турбинных водоводов ГЭС.

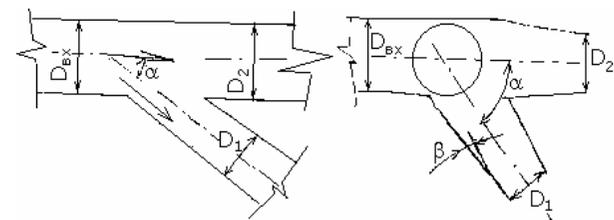


Рис. 8.10. Форма присоединения развилок.

Примером нерационального конструирования может служить развилка микроГЭС УМРК на ЗБК в г. Бишкек. Здесь к тупиковому магистральному трубопроводу под прямым углом присоединены 4 отвода микроГЭС АГЭ-1М. Гидравлические потери напора в такой развилке наибольшие.

Объединенный подвод воды применяют в случае использования в качестве турбинного водовода либо туннеля, либо бетонной галереи, а также если толщина стального трубопровода определяется не прочностными расчетами, а конструктивными соображениями, что приводит к значительной экономии металла.

Турбинные трубопроводы современных малых ГЭС выполняются либо из железобетона, либо из стали. При небольших напорах и расходах возможно применение водоводов из полимерных или асбестоцементных труб, выпускаемых промышленностью.

Стальные трубопроводы наиболее универсальны и предназначены для широкого диапазона напоров и расходов гидротурбины в различных природных условиях. Сдерживает их применение дефицит металла (в основном листового металла для сварных трубопроводов), необходимость проведения антикоррозионных мероприятий как при строительстве, так и в процессе эксплуатации. Стальные трубопроводы могут быть проложены как открытым, так и закрытым способом.

При открытой прокладке трубопроводы чаще всего выполняются разрезными, т.е. состоящими из отдельных секций, соединенных компенсаторами (температурными или температурно-осадочными). Каждая секция имеет одну анкерную опору, воспринимающую осевые усилия, и промежуточные опоры, не препятствующие осевым перемещениям и воспринимающие только усилия, нормальные оси трубопровода (составляющие собственного веса трубопровода и воды). Анкерные опоры устанавливаются и в местах поворота оси трубопровода. В пределах секции трубопровод прямолинеен.

Температурные компенсаторы на турбинных водоводах малых ГЭС принимаются обычно сальникового типа. В местах примыкания к водоприемнику, зданию ГЭС или при ожидаемых значительных осадках необходимо предусмотреть температурно-осадочные компенсаторы.

Закрытые (или засыпанные) трубопроводы не испытывают значительных температурных воздействий и выполняются неразрезными. Неразрезным выполняется также открытый криволинейный участок трубопровода, где температурные деформации компенсируются за счет изменения кривизны оси водовода. При определении диаметра турбинного водовода необходимо руководствоваться экономичностью принятого решения и необходимостью ограничения скорости во избежание гидравлического удара.

Для стальных труб предварительное определение экономически наиболее выгодного диаметра возможно по приближенной формуле:

$$D_{\text{эк}} = \sqrt[7]{\frac{5,2Q_{\text{макс}}^3}{H_0}}, \quad (8.7)$$

либо по методике, описанной в пособии к курсовому проекту по теоретическим основам НВЭ [21].

Минимально допустимый диаметр трубопровода по условиям работы без уравнительного резервуара

$$D \geq \sqrt{\frac{4Q_{\text{макс}}L}{\pi k H_0 T_s}}, \quad (8.8)$$

где  $Q_{\text{макс}}$  – максимальный расход трубопровода, м<sup>3</sup>/с;  $L$  – длина трубопровода, м;  $H_0$  – статический напор, м;  $T_s$  – продолжительность полного закрытия регулирующего органа гидротурбины, с;  $k = gz/\sqrt{1+z}$  – эмпирический коэффициент;  $g$  – ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>;  $z$  – относительное допустимое превышение давления при гидравлическом ударе.

В зависимости от статического напора значение  $z$  определяют по графику (рис. 8.11).

Время полного закрытия регулирующего органа гидротурбины принимают равным от 3 до 8 с. При работе малых ГЭС в энергосистеме в целях отказа от уравнительного резервуара возможно увеличение  $T_s$  до 30-40 с. Если диаметр, определенный по формуле (8.8) при  $T_s=3...8$ с, значительно больше экономически наиболее выгодного, следует увеличивать  $T_s$ , прибегая к дополнительным мерам, ограничивающим разгон гидроагрегата (увеличение махового момента за счет установки либо генератора с утяжеленным ротором для вертикальных гидроагрегатов, либо маховика для горизонтальных гидроагрегатов).

Толщина оболочки стального трубопровода может быть определена по "котельной" формуле:

$$\delta \geq \frac{pD}{2R}, \quad (8.9)$$

где  $p$  – внутреннее давление с учетом гидроудара;  $D$  – внутренний диаметр трубопровода, см;  $R$  – расчетное сопротивление стали.

Толщина оболочки стального трубопровода по конструктивным соображениям должна быть не менее:

	$\delta$ , мм
при $D < 1$ м	6
при $1 \leq D < 1,6$ м	8
при $1,6 \leq D < 4$ м.	10

Железобетонные трубопроводы могут применяться на малых ГЭС в основном в виде стандартных сборных раструбных труб, изготавливаемых в соответствии с ГОСТ 12586.0-83. Такие трубы выпускаются промышленностью диаметром 500-1600 мм на напоры до 200 м. Они укладываются на подготовку из гранита либо бетона.

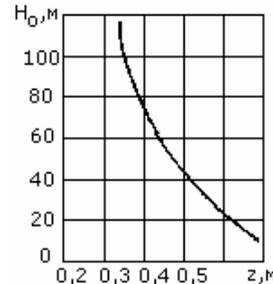


Рис. 8.11. График зависимости  $z=f(H_0)$ .

### 8.7.1. Конструкции стальных трубопроводов напорных водоводов ГЭС

Конструктивные схемы свободно лежащих стальных трубопроводов. На деривационных ГЭС и ГАЭС в основном применяются станционные водоводы, свободно лежащие (открытые) в виде стальных трубопроводов, проложенных по поверхности земли (рис. 8.12).

Трубопроводы обычно устанавливаются на опоры. Анкерные опоры служат для неподвижного закрепления трубопровода и воспринимают от него радиальные и осевые нагрузки, промежуточные опоры служат для поддержания трубопровода в пролетах между анкерными опорами и воспринимают только радиальные нагрузки. Таким образом, участок трубопровода жестко заделывается в анкерные опоры и имеет возможность перемещаться на промежуточных опорах.

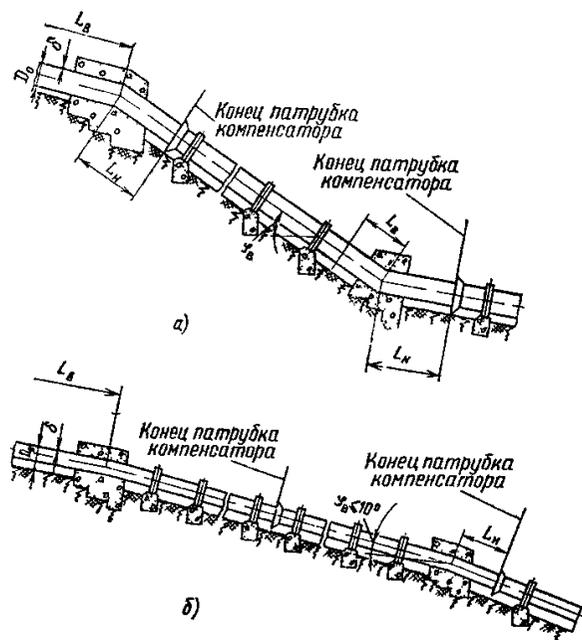


Рис. 8.12. Схемы свободно лежащих стальных трубопроводов: а – разрезной трубопровод с компенсатором, расположенным около анкерной опоры; б – разрезной трубопровод с компенсатором, расположенным посередине пролета.

Как указывалось выше, имеются две конструктивные схемы открытых стальных трубопроводов, определяющие условия статической работы пролета трубопровода между анкерными опорами: трубопровод выполняется разрезным или неразрезным. Разрезной трубопровод обычно применяют в том случае, если наблюдаются значительные изменения температуры окружающего воздуха или воды, при которых в оболочке трубопровода возникают заметные продольные деформации. Для того, чтобы трубопровод мог свободно деформироваться, его оболочка на участке между анкерными опорами разрезается. В месте разреза устанавливается температурный компенсатор, позволяющий оболочке трубопровода свободно удлиняться или укорачиваться.

При небольших сезонных колебаниях температуры воды и окружающего воздуха, в том числе и при искусственном уменьшении перепада температуры, которое создается при расположении трубопровода в галерее, при засыпке трубопровода и т.п., продольные деформации оболочки незначительны. Такие участки оболочек между соседними анкерными опорами не разрезаются, а сами трубопроводы называются неразрезными.

Неразрезные трубопроводы подразделяются на жесткие и гибкие. В жестких неразрезных трубопроводах отдельные его участки, заделанные в анкерные опоры, при изменении температуры не могут изменить свою длину, поэтому при повышении температуры в них возникают сжимающие напряжения, а при понижении температуры – растягивающие. В гибких неразрезных трубопроводах в пролетах между анкерными опорами устраиваются изогнутые участки (колена), которые воспринимают продольные деформации и выполняют роль температурных компенсаторов.

Засыпанные трубопроводы обычно неразрезные и выполняются по гибкой схеме, причем, если это возможно, вообще без анкерных опор. Трубопроводы приплотинных зданий станции также обычно неразрезные.

Основным элементом трубопровода является его оболочка, которую, как правило, изготавливают из вальцованных стальных листов, соединяемых электросваркой. В некоторых случаях оболочка высоконапорных трубопроводов выполняется в виде цельнотянутых труб больших диаметров (до 500-600 мм).

### 8.8. Элементы отводящего русла. Отводящие каналы

Отводящее русло – участок нижнего бьефа, с помощью которого осуществляется отвод воды от здания станции в русло реки. Поток,

поступающий в отводящее русло от несовмещенного или совмещенного здания станции, обладает избыточной кинетической энергией, которая может вызвать размыв русла. Для предотвращения размыва отводящее русло укрепляется. Элементами его крепления являются (рис. 8.13): водобой, примыкающий к зданию станции, на котором наблюдаются наибольшие скорости, неравномерность их распределения и пульсации, а в связи с этим и наибольшая размывающая способность потока; рисберма, располагающаяся за водобоем и служащая для рассеивания оставшейся за водобоем избыточной кинетической энергии путем выравнивания скоростей и уровней воды; концевое крепление, защищающее рисберму от подмыва. В отводящем русле могут устраиваться разделительные стенки, обеспечивающие независимый гидравлический режим потоков между смежными сооружениями (например, водосливной плотиной и зданием станции) и исключающие возможность образования сбойных поперечных течений, которые увеличивают размывающую способность потока и изменяют уровни воды в нижнем бьефе. Кроме того, для защиты от размыва берега или грунтовой плотины, примыкающих к зданию станции, к сопрягающим устоям пристраиваются открылки.

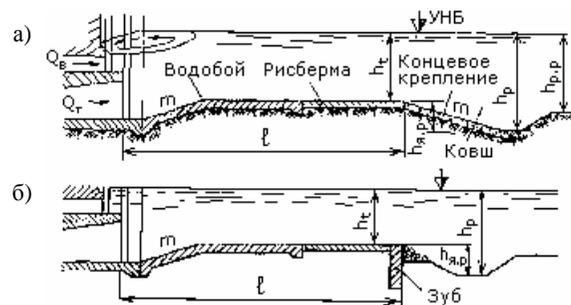


Рис. 8.13. Элементы крепления отводящего русла: а – рисберма, заканчивающаяся ковшем; б – рисберма, заканчивающаяся глубоким зубом.

В зданиях станций совмещенного типа при работе водосбросов в нижний бьеф поступает бурный поток, что может привести к образованию донного отогнанного гидравлического прыжка. Для затопления гидравлического прыжка требуется повышенная глубина в нижнем бьефе (несколько больше второй сопряженной глубины); в связи с этим за совмещенным зданием иногда устраивается водобойный колодец. Устройство гасителей для затопления прыжка нецелесообразно, так как это приводит к снижению напора на гидромашинах.

Гидравлический расчет отводящего русла включает: определение перепада восстановления; высотного положения и длины крепления отводящего русла; глубины ковша, используемого в качестве концевой фиксации; крупности заполняющего ковш камня; глубины ямы размыва; для совмещенного здания станции, кроме того, режимов потока в нижнем бьефе, необходимых для проектирования элементов крепления; определение эффекта эжекции и пр.

На протяжении участка от здания ГЭС до русла реки за отводящим руслом устраиваются отводящие каналы. По своей конструкции они мало отличаются от деривационных каналов, описанных в п. 7.4.

Чаще всего отводящие каналы трассируются в грунтовом русле трапецеидального сечения без крепления дна и откосов. На каскаде деривационных ГЭС (например, на Аламединском каскаде) отводящий канал вышерасположенной станции служит подводным для нижележащих станций.

## 9. МЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

### 9.1. Состав механического оборудования гидротехнических сооружений малых ГЭС

Механическое оборудование ГЭС – это комплекс устройств и приспособлений, предназначенных для управления технологическими процессами.

В состав механического оборудования малых ГЭС входят затворы, закладные и опорные части, подъемно-транспортные и вспомогательные механизмы ГЭС.

*Затворы* – это подвижные конструкции, предназначенные для перекрытия отверстий и регулирования расходов, уровней, перепадов уровней, объемов воды в бьефах сооружений.

*Закладные части* – это конструкции, заделанные в тело сооружений и предназначенные для направления движения затворов и фиксации их положения, для обеспечения водонепроницаемости в местах контакта затвора с сооружением, для обогрева контактов и защиты кромок и поверхностей бетона от разрушения.

*Опорно-ходовые части* – устройства для обеспечения передвижения затворов, передачи давления от затворов на закладные части и через них на сооружение и для фиксации положения затворов.

*Подъемно-транспортные* механизмы предназначены для подъема и транспортирования затворов, решеток, монтажа, демонтажа оборудования и его транспортирования.

*Устройства и системы маневрирования затворами:* винтовые ручные и электроподъемники, гидравлический привод управления затворами.

К вспомогательному механическому оборудованию относятся:

- сороудерживающие и ограждающие решетки и другие заграждения;
- устройства и машины для очистки решетки и вывоза сора;
- служебные мостики, подкрановые балки пути, строительные и постоянные эстакады.

## 9.2. Типы затворов и их классификация

По технологическому признаку, т.е. по назначению и условиям работы затворы гидротехнических сооружений делятся на основные, аварийные, ремонтные и строительные.

*Основные затворы* предназначены для пропуска и регулирования расходов воды, поддержания уровней или перепада уровней воды, пропорционального деления воды, защиты от наносов. Эти затворы в период эксплуатации должны находиться в рабочем состоянии, т.е. обеспечивать маневрирование в текущей воде.

*Аварийные затворы* служат для перекрытия отверстий в случае аварий при любых возможных напорах в текущей воде. Для большинства гидротехнических объектов скорость движения (опускания) аварийных затворов для предотвращения аварийной ситуации равна 0,2...5 м/мин. Однако в водоприемной части напорных трубопроводов устанавливаются быстродействующие затворы, обеспечивающие перекрытие отверстий.

*Ремонтные затворы* предназначены для перекрытия отверстий при ремонте основного затвора или оборудования.

*Строительные затворы* перекрывают отверстия в период пропуска строительных расходов. В ряде случаев выполняют совмещенные функции, т.е. аварийные затворы используют в качестве ремонтных или основные в качестве ремонтных и строительных.

По местоположению относительно уровней бьефов затворы делятся на поверхностные и глубинные.

*Поверхностные затворы* предназначены для перекрытия водосливных отверстий, которые при полном закрытии не погружаются целиком под уровень.

*Глубинные затворы* предназначены для перекрытия глубинных (под уровнем) отверстий. Глубинные затворы для напоров более 50 м относятся к высоконапорным. Их можно располагать на входе, посередине или в конце водоводов.

По способу пропуска воды различают затворы с пропуском воды из-под затвора, через верх и из-под затвора, а также со всех сторон подвижной части конструкции.

В зависимости от конструкции подвижной части различают (рис. 9.1):

а) плоские затворы, которые имеют плоскую напорную грань и перемещаются возвратно-поступательно в пределах перекрываемого отверстия по прямолинейным путям;

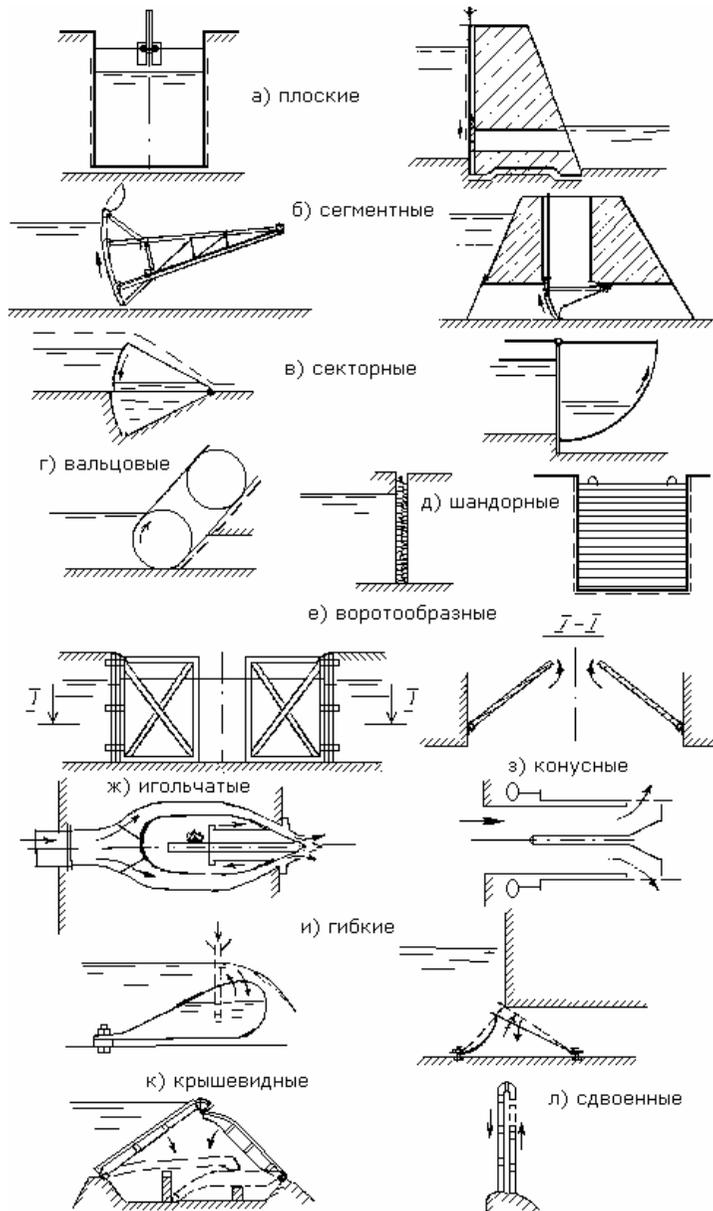


Рис. 9.1. Затворы гидротехнических сооружений.

б) сегментные затворы, напорная грань которых очерчена по дуге окружности, а вся подвижная часть вращается вокруг неподвижной геометрической оси, параллельной напорной грани;

в) секторные с подвижной частью в виде пространственного сектора, имеющего обшивку по напорной и одной или двум радиальным граням;

г) вальцовые, подвижная часть которых выполнена в форме горизонтальной трубы, перекатывающейся по наклонным путям;

д) шандорные, выполненные в виде отдельных балок, укладываемых друг на друга в пазы, расположенные по краям отверстия; чаще всего применяются как ремонтные затворы;

е) воротообразные, подвижная часть которых представляет собой плоские створки (полотнища) ворот, вращающиеся вокруг боковых вертикальных осей;

ж, з) игольчатые и конусные – глубинные затворы, подвижная часть которых представляет собой иглу с резким расширением или конус, перемещающиеся по горизонталям и регулирующие открытие входного сечения трубы;

и) гибкие, в виде наполняемой оболочки из мягких материалов;

к) крышевидные, в виде двух складывающихся наклонных затворов, пропускающих воду через верх полотнища;

л) сдвоенные, состоящие из двух вертикально перемещающихся плоских затворов, один из которых имеет закругление в верхней части. Пропуск воды производится как из-под затвора, так и через верх.

Плоские, сегментные, вальцовые, шандорные, воротообразные затворы передают давление на быки и устои (через закладные части); секторные, крышевидные – на порог отверстия, гибкие затворы – на дно или боковые устои.

На низконапорных сооружениях малых ГЭС Кыргызстана наибольшее распространение получили плоские и сегментные затворы.

Конусными затворами оборудованы водовыпуски Кировской и Орто-Токойской плотин. Секторные затворы-автоматы конструкции Э.Э.Маковского установлены на речных ирригационных узлах, в частности, на перегораживающих сооружениях Ат-Башинского канала. Сдвоенный затвор типа "глаголь", установлен на поверхностном водосбросе Уч-Курганской плотины.

Затворы изготавливают из стали, сплавов, в частности алюминиевых, а также из железобетона, дерева, гибкие тканевые – из прорезиненных (мелиоративных) тканей, нейлона, картона, композитных материалов. По виду привода различают затворы с механическим (ручным или электрическим), с гидравлическим, смешанным приводом, а также вододействующие (автоматизированные).

### 9.3. Действующие силы и общие условия работы затворов

Для механического оборудования ГЭС необходима высокая эксплуатационная надежность. Под надежностью понимают свойство изделия выполнять заданные функции в течение требуемого промежутка времени, т.е. его безотказность, ремонтпригодность, долговечность. Обычно надежность измеряется временем наработки изделия до отказа.

Затворы рассчитывают на основное (при нормальных условиях эксплуатации) и особое (при экстремальных условиях) сочетание нагрузок по двум предельным состояниям. В основное сочетание нагрузок входят: давление воды при НПУ, фильтрационное давление, давление наносов, вес затвора, ветровая и снеговая нагрузки; тяговые усилия приводов, трения в опорно-ходовых частях и уплотнениях, силы инерции; статическое давление льда (учитывается редко, только в случаях, когда перед затвором не поддерживается незамерзающая майна).

Особое сочетание нагрузок наблюдается при форсированном уровне воды с учетом волнений и экстремальных (аварийных) ситуациях. Особое сочетание включает все нагрузки основного сочетания плюс тяговое усилие приводов при заклинивании затворов, удары плавающих тел, сейсмическое и монтажные воздействия.

Первое предельное состояние по аналогии с расчетом плотин – по несущей способности затвора – предполагает потерю прочности материала конструкции затвора (определяется по пределу текучести и выносливости) или потерю устойчивости одним из элементов.

Второе предельное состояние – по деформациям и перемещениям – предполагает, что при достаточной надежности конструкции затвора его эксплуатация может оказаться невозможной из-за значительных общих деформаций: больших прогибов элементов, значительных осадок опор и т.п.

При расчетах действия гидравлических нагрузок определяют гидростатическую (для закрытого положения затвора) и гидродинамическую (для промежуточного положения затвора) нагрузки.

Распределение гидродинамических давлений (ГД) на обшивку затворов определяют обычно экспериментально путем установки датчиков давления (например, пьезометров). Это давление отличается по своей величине от ГСД в нижней части затвора (рис. 9.2). Пульсационное давление в турбулентном потоке способно вызвать вибрацию затвора, которая обуславливает усталость материала, резонансные

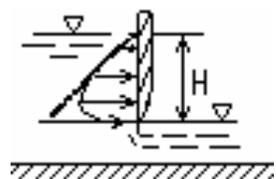


Рис. 9.2. Эпюра гидродинамического давления на плоский затвор.

явления, нарушает связь закладных частей с бетоном. В связи с этим пульсационные нагрузки, как и возможная кавитационная эрозия, должны учитываться при проектировании.

### 9.4. Плоские затворы водосливных отверстий

#### 9.4.1. Шандоры

Применяются в основном в качестве ремонтных затворов. Представляют собой отдельные брусья, балки, пространственные фермы, горизонтально уложенные в пазы элемента на элемент. Чаще всего сбросные расходы пропускают поверх шандорных затворов.

Выполняют шандорные затворы деревянными из брусьев пролетом до 4...5 м, металлическими (пролетом до 20 м и напором до 12 м) из двутавровых балок, а также железобетонными коробчатого, сплошного, или двутаврового сечения.

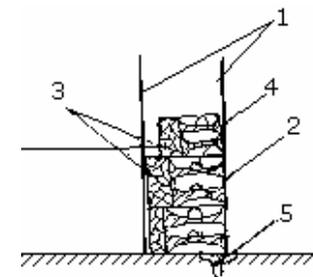


Рис. 9.3. Схема шандорного затвора: 1 – шандорные пазы; 2 – двутавровая ферма; 3 – напорная грань из брусьев; 4 – подъемная серьга; 5 – закладная часть (уголок).

#### 9.4.2. Плоские затворы

Используются в качестве основных, ремонтных, аварийных и строительных. Их достоинства: простота, относительно низкая стоимость (на 10-30% меньше сегментных и секторных), универсальность, способность перекрывать отверстия различных размеров без устройства поддерживающих конструкций, относительно быстрый подъем, изъятие из отверстия и перестановка в соседние пролеты, транспортировка.

Недостатки: потребность в значительных подъемных усилиях и высокая стоимость подъемных механизмов при больших габаритах затвора; большие размеры быков и устоев, в которых размещаются плоские затворы; необходимость обогрева в зимних условиях; для высокоскоростных потоков – опасность кавитации в зоне пазов и нижней кромки затвора.

Плоские затворы могут быть одиночными (рис. 9.1, а), секционными, двоянными (рис. 9.1, л), с верхним клапаном.

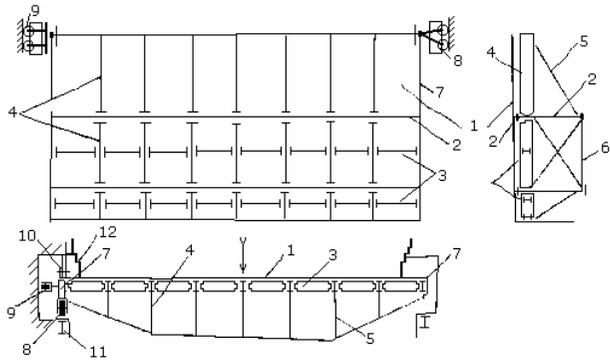


Рис. 9.4. Пролетное строение крупного плоского затвора:

1 – обшивка; 2 – ригель; 3 – стрингер; 4 – вертикальные стойки; 5, 6 – поперечные и продольные связи; 7 – опорные балки (стойки); 8, 9, 10 – ходовые устройства, опорные, боковые и направляющие; 11 – закладные части; 12 – уплотнения.

Пролетные строения (т.е. система балок и обшивок) крупных плоских затворов имеют следующие конструктивные элементы (рис. 9.4):

а) обшивку 1, которую выполняют из стальных листов толщиной 5...10 мм. Обшивка воспринимает Г.С.Д. и Г.Д. давление воды и передает его на "скелет" затвора;

б) ригели 2 – главные балки пролетного строения, которые поддерживают обшивку и балочную клетку. При пролетах затворов до 5 м их выполняют из прокатных профилей, более 5 м – в виде двутавровых составных балок. По высоте затвора ригели размещают, соблюдая принцип равнонагруженности;

в) балочная клетка состоит из стрингеров 3 и стоек 4. Стрингеры – продольные балки, параллельные ригелям и поддерживающие обшивку. Отличие ригелей от стрингеров в том, что первые проходят по всей ширине затвора, а вторые – разрывные;

г) опорно-концевые стойки 6 располагаются на концах каркаса затвора. Они играют роль подъемных стоек (имеют сверху подвесные устройства типа серьги), а также передают нагрузки от ригелей 2 к опорам 7 на закладные части 11;

д) опорно-ходовые части 8, 9, 10 передают давление от пролетного строения на закладные части и через них на быки или устои и обеспечивают вертикальное перемещение затвора без значительного трения.

В зависимости от назначения опорно-ходовые части могут быть основными и вспомогательными. Основные части передают нагрузку от

пролетного строения на быки (устои), а вспомогательные – препятствуют возникновению перекосов затвора при его перемещении в пазах.

По конструкции опоры подразделяют на скользящие, колесные и катковые. *Скользящие опоры* выполняют из металла, дерева, древесно-слоистых пластов (ДСП). Они оказывают большое сопротивление перемещению затворов в пазах, поэтому применяются для затворов небольших размеров.

*Колесные опоры* (см. рис. 9.4) – колеса или колесные тележки, которые значительно уменьшают сопротивления при перемещении затвора.

*Катковые опоры* применяют при значительных нагрузках на опору. Они представляют собой замкнутую катковую цепь, перекатывающуюся по опорно-концевой стойке и рельсу, закрепленному в пазе, и напоминают гусеницы трактора.

Недостатки колесных и катковых опор – большая стоимость изготовления и монтажа, сложные закладные части и большие размеры пазов.

*Уплотнения* плоских и других затворов должны быть герметичными, износостойкими, долговечными, не создающими значительных сопротивлений при движении затвора, ремонтноудобными. Уплотнения по расположению делятся на горизонтальные и боковые. Горизонтальные уплотнения устраивают на верхней кромке глубинного затвора (верховые) и со стороны дна (донные). Донные уплотнения должны иметь удобообтекаемую форму и минимальную ширину нижней опорной площадки. Их выполняют (рис. 9.5): а) из стальных пластин; б) из дерева; в) и г) из износостойчивой и морозостойчивой резины.

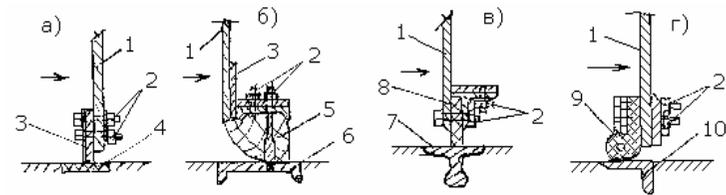


Рис. 9.5. Типы уплотнений затворов:

1 – обшивка; 2 – крепление; 3 – стальная пластина; 4 – баббит; 5 – дерево; 6 – швеллер; 7 – рельс; 8 – полосовая резина; 9 – профильная резина; 10 – уголок.

Боковые уплотнения располагают перед обшивкой в зоне прижима затвора к закладным частям. Их изготавливают из гибких металлических полос, из синтетического материала, но чаще из профильной резины типа "нотный знак" (см. рис. 9.5, г). Конструкция боковых уплотнений аналогична горизонтальным уплотнениям.

Подъемное усилие плоского затвора, на которое (с запасом) рассчитываются подъемные механизмы, равно

$$F_{пл} = K_1 G_3 + K_2 (T_{он} + T_{yn}) + P_{z.д.}, \quad (9.1)$$

где  $K_1$  – коэффициент перегрузки, учитывающий возможности отклонения расчетного веса от фактического,  $K_1 \approx 1,1$ ;  $G_3$  – вес затвора, определяется путем расчета по сортам прокатных профилей или взвешивания на заводе-изготовителе;  $K_2$  – коэффициент, учитывающий трение в опорных устройствах и уплотнениях, обычно  $K_2 \approx 1,2$ ;  $T_{он}$ ,  $T_{yn}$  – силы трения в опорно-ходовых частях и уплотнениях;

$$T_{он} = N f_0. \quad (9.2)$$

$N$  – главная нагрузка на затвор,  $N \geq P_{ГСД}$ ;  $f_0$  – коэффициент трения-скольжения и катковых опор в момент трогания (для катковых  $f_0 \approx 0,1$ );

$$T_{yn} = \sum_{i=1}^k L_i q_{yi} f_i \quad (9.3)$$

$L_i$  – длина соответствующего участка уплотнения;  $q_{yi}$  – нагрузка на единицу длины на контактной поверхности уплотнения;  $f_i$  – коэффициент трения уплотнительных элементов;  $P_{z.д.}$  – вертикальное гидродинамическое давление.

Грузоподъемность механизмов, поднимающих затвор, должна быть больше расчетной суммы сил, необходимых для подъема затвора и его подвижных частей.

Конструкции сегментных, секторных и других затворов ГТС подробно описаны в специальной литературе [1, 4]. Особенностью затворов с криволинейной обшивкой является то, что равнодействующая сила гидростатического давления проходит вблизи центра кривизны затвора и не создает большого сопротивления подъему затворов.

### 9.5. Гидравлические затворы-автоматы

К этому типу затворов относят автоматизированные устройства, использующие в работе энергию воды. Подразделяются на авторегуляторы уровня верхнего, нижнего бьефа, смешанного регулирования, регуляторы перепада уровней и расхода.

Если изменение регулируемого параметра ( $H$ ,  $Q$ ,  $P$ ,  $h_{\text{напосов}}$ ) воспринимается непосредственно исполнительным механизмом, например полотнищем затвора, то имеем авторегулятор прямого действия. Если же это изменение воспринимается вначале дополнительным устройством (датчиком), например, поплавком в боковой шахте, а затем передается на исполнительный механизм, то имеем авторегулятор непрямого действия.

Для затворов-автоматов прямого действия характерны: высокая чувствительность, быстрое срабатывание, т.е. малое запаздывание, сравнительная простота и надежность в работе.

Достоинства авторегуляторов непрямого действия: высокая точность регулирования (для уровня  $\pm 1$  см); возможность изменения уставки и дистанционного управления, нетребовательность к режиму истечения, устойчивость в работе. Но конструкции их сложные, для них характерна большая инерционность и требовательность к потоку.

Поэтому авторегуляторы прямого действия устанавливают на водотоках с резко изменяющимися расходами, уровнями, обилием наносов. Например, их применяют на реках и каналах горно-предгорной зоны, для автоматизации сбросных пролетов водозаборных узлов, головных регуляторов, сооружений аварийной защиты, водосбросов.

Авторегуляторы непрямого действия рекомендуются для установки на каналах с уклонами меньше критических, где процессы протекают медленно. Пример авторегулятора прямого действия – клапанный вододействующий затвор-автомат типа "кинематический трехзвенник" конструкции Я.В. Бочкарева, который впервые в республике был применен на горном водозаборном узле р. Чон-Ак-Суу в Иссык-Кульском районе. Он может быть плоским (рис. 9.6, а), сегментным (рис. 9.6, б) и сконструирован для прямоугольных, трапециевидных и параболических отверстий ГТС.

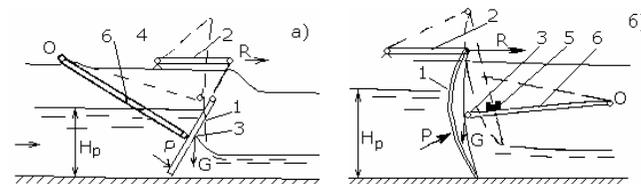


Рис. 9.6. Клапанные затворы-автоматы типа "кинематический трехзвенник".

Принцип действия затвора основан на уравнивании моментов сил гидродинамического давления воды на напорную грань  $P$ , веса затвора  $G$  и реакции рычагов-корректоров  $R$ , действующих на подвижные части затвора.

Авторегулятор уровня работает следующим образом: при уровне воды в верхнем бьефе, меньшем расчетного  $H_p$ , затвор закрыт, так как момент силы веса  $G$ , удерживающей затвор относительно оси вращения  $O$ , больше момента сил гидростатического давления  $P$ , поднимающих затвор.

При превышении уровня над расчетным сила гидростатического давления увеличивается и создаваемый ею момент превышает момент силы веса – затвор поднимается. При этом полотнище 1 затвора выходит из воды, давление на него уменьшается за счет сокращения площади погруженной части напорной грани и гидродинамического эффекта. Полотнище 1 при подъеме с помощью рычагов-корректоров 2 поворачивается вокруг осей 3 и 4 и это не дает затвору тут же опуститься вниз. Он удерживается в равновесии благодаря равенству моментов сил  $P$  и  $G$  и реакции рычагов-корректоров  $R$ . При этом сегментный затвор конструируется так, чтобы линия действия равнодействующей силы гидростатического и гидродинамического давления воды всегда проходила выше оси вращения  $O$ , создавая подъемное усилие. Величина уставки затвора  $H_p$  может изменяться путем изменения веса пригрузочной емкости 5, укрепленной с нижнего бьефа в "ногах" 6 затвора-автомата.

К достоинствам затвора следует отнести его быстрое действие, работу при высокой мутности воды. К недостаткам – необходимость точного центрирования во избежание перекосов и заклинивания затвора, работа только при свободном истечении, невозможность дистанционного управления уставкой, задержка плавника под нижним полотнищем. В связи с этими недостатками в последнее время на водозаборных узлах чаще применяются затворы-автоматы прислонного типа, отдельные конструкции которых описываются в методических указаниях к курсовому проекту по "Энергетическим сооружениям УНВЭ" [14].

В последнее время на водозаборных и сетевых сооружениях оросительных систем наибольшее распространение получили стабилизаторы расхода воды, обеспечивающие при заданном открытии затвора постоянный расход воды, подаваемый в отвод, независимо от колебаний (в определенном диапазоне) уровней и расходов воды в верхнем бьефе. Эти конструкции могут найти применение и на гидроузлах энергетического назначения.

Одним из первых типов стабилизаторов был "модуль маски" французской фирмы "Нейрипик". Его отечественной модификацией является стабилизатор расхода типа "РД" (рис. 9.7), созданный в проектном институте "Средазгипроводхлопок" (г. Ташкент), принцип действия которого основан на возрастании гидравлического сопротивления при повышении уровня верхнего бьефа за счет создания обратной компактной струи между двойными стенками (kozyрьками), направленной навстречу основному потоку, вытекающему из-под затвора.

Стабилизатор типа "РД" состоит из неподвижного порога-водослива 1 и перемещающегося в вертикальной плоскости плоского затвора 2 с двумя наклонными козырьками. Изменение уставки (открытие) за-

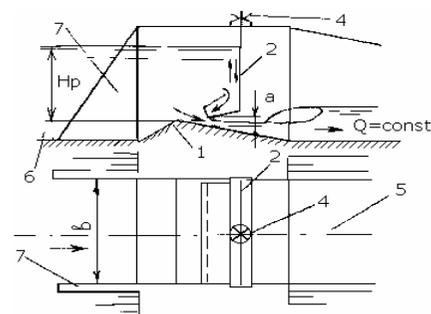


Рис. 9.7. Стабилизатор расхода типа "РД" (регулятор донный).

Стабилизатор ЛТКЩ (рис. 9.8) включает установленный на отводе канала коробчатый затвор, образованный передней 1 и задней 2 стенками, каждая из которых соединена с наклонными козырьками 3, направленными в сторону верхнего бьефа, и неподвижную диафрагму 4, жестко заделанную в боковые устои.

твора а осуществляется подъемным механизмом (винтовым подъемником) 4. Стабилизатор устанавливается в начале бокового отвода 5, который сопрягается со старшим каналом 6 ныряющими стенками 7.

Разновидностью этого класса стабилизаторов расхода является стабилизатор расхода типа "ломаный телескопический коробчатый щит" (ЛТКЩ), разработанный в Кыргызском СХИ.

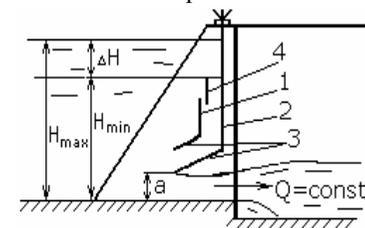


Рис. 9.8. Стабилизатор расхода типа ЛТКЩ.

Принцип действия стабилизатора расхода основан на обеспечении постоянства отводимого расхода  $Q$  в диапазоне колебания уровня верхнего бьефа от  $H_{max}$  до  $H_{min}$  за счет изменения коэффициента расхода истечения из-под затвора  $\mu$  обратно пропорционально величине  $\sqrt{H}$ , где  $H$  – действующий напор.

Дальнейшая модернизация стабилизаторов расхода была направлена на увеличение диапазона изменения напора в верхнем бьефе при регулировании расхода и на повышение пропускной способности затвора. С этой целью Я.В. Бочкаревым, А.И. Рохманом и Р.Н. Мухутдиновой был разработан стабилизатор расхода типа "секционный коробчатый щит" (ССКЩ), получивший наибольшее распространение на водозаборных узлах и водовыпусках ирригационных систем Кыргызстана. Описание его дано в методических указаниях к курсовому проекту [14].

Наибольшую пропускную способность при одинаковых затратах материалов (т.е. металлоконструкций) на изготовление, обеспечивает стабилизатор расхода, имеющий цилиндрическую, а не плоскую форму напорной грани. Он может быть установлен на водозаборных узлах и

каналах, где имеется достаточный перепад местности (не менее 0,5...0,7 м) для обеспечения свободного истечения в донное отверстие.

Стабилизатор расхода типа "цилиндрический ступенчатый коробчатый щит" (ЦСКЩ), авторами которого являются Я.В. Бочкарев и О.В.

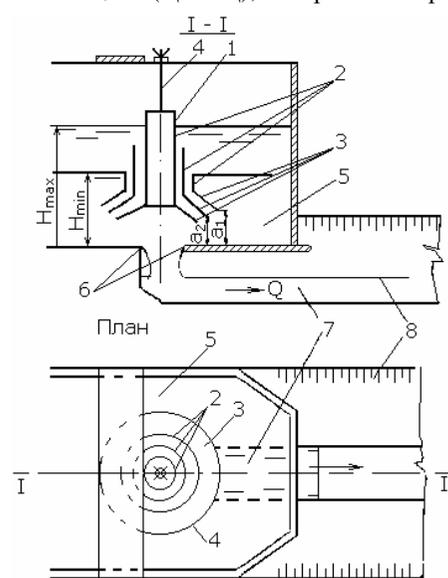


Рис. 9.9. Стабилизатор расхода типа ЦСКЩ.

Атаманова, представляет собой (рис. 9.9) установленный над донным трубчатым водовыпуском затвор 1, состоящий из соосно-установленных цилиндров разной высоты 2, в основании соединенных с усеченными конусами (юбками) 3.

Открытие затвора  $a_1$  изменяется путем подъема или опускания его корпуса винтовым подъемом 4. Расход истечения из водоприемной камеры 5 через кольцевой водослив 6 в донную галерею 7 и далее в отводящий канал 8 определяется по формуле

$$Q_1 = \mu a_1 \ell_1 \sqrt{2gH_0}, \quad (9.4)$$

где  $a_1$  – открытие внешнего конуса;  $\mu$  – коэффициент расхода;  $\ell_1$  – длина окружности

внешнего конуса по кромке истечения;  $H_0$  – действующий напор.

С увеличением  $H > H_{\min}$  начинается перелив в кольцевой короб стабилизатора. Падающий поток, проходя по кольцевому каналу, создает дополнительное сопротивление основному потоку, что позволяет уменьшить расход  $Q$  отвода при большом напоре в водоприемной камере 5.

Кроме того, как только первая коробчатая секция стабилизатора заполнится водой, наружный цилиндр исключается из работы и происходит переключение истечения с наружного козырька на средний, имеющий открытие  $a_2$ .

В этом случае расход истечения будет

$$Q_2 = \mu a_2 \ell_2 \sqrt{2gH_0}, \quad (9.5)$$

где  $a_2$  – открытие среднего корпуса;  $\ell_2$  – длина окружности среднего корпуса по кромке истечения.

Увеличение действующего напора  $H_0$  компенсируется уменьшением открытия козырька  $a_2$  и периметра истечения  $\ell_2$ . Таким образом, стабилизация водоподдачи в отвод донной конструкции обеспечивается не только за счет уменьшения коэффициента расхода обратно пропорционально напору  $H_0$ , но и за счет изменения площади контура истечения  $\omega = f(H_0)$ . Этим достигается равенство расходов  $Q_1 = Q_2$  использованием сразу нескольких принципов обеспечения стабилизации водоподдачи.

На каналах-быстротоках с бурным и сверхбурным течением применяются водовыпуски-стабилизаторы расхода типов ВСП и ВСПБК, подобное описание которых будет дано в РГЗ по дисциплине "Проектирование и эксплуатация установок нетрадиционной возобновляемой энергии (часть 1)".

## 10. ЗДАНИЯ МАЛЫХ ГЭС

### 10.1 Основные компоновки зданий малых ГЭС

Широкий диапазон единичной мощности гидроагрегатов (от 100 кВт до 10 тыс. кВт), принятый в настоящее время для малых ГЭС, обусловил большое разнообразие конструкций зданий ГЭС даже в пределах одного типа гидротурбин. Например, малая ГЭС с гидроагрегатами мощностью 100-300 кВт может быть выполнена в виде моноблоков, располагаемых на трубопроводе без здания вообще. В то же время малая ГЭС с гидроагрегатами мощностью 5-10 тыс. кВт по существу ничем не отличается от крупных ГЭС, и в ней реализуются те же компоновочные и конструктивные решения.

Анализ параметров перспективных малых ГЭС [25], позволил свести все многообразие возможных их вариантов к нескольким группам, обеспечивающим достаточное покрытие зон поля универсальной характеристики гидротурбин (Q-H).

Для низких напоров ( $H \leq 10$  м) и расходов ( $5 \dots 20$  м<sup>3</sup>/с) целесообразна компоновка малой ГЭС с пропеллерной гидротурбиной в прямоугольной камере.

Для напоров от 10 до 20 м в названном диапазоне расходов наиболее экономичной является компоновка малой ГЭС с горизонтальной осевой гидротурбиной и вынесенным в машинный зал вертикальным генератором.

Низконапорные малые ГЭС с расходом гидроагрегата  $20 \dots 40$  м<sup>3</sup>/с целесообразно создавать с горизонтальными "трубными" гидротурбинами. Зона напоров от 20 м и выше перекрывается малыми ГЭС с радиально-осевыми гидротурбинами.

Вопросы разработки унифицированных агрегатных блоков для определенного диапазона напора и расхода гидротурбины для приплотинных и деривационных малых ГЭС могут быть решены относительно просто, так как габариты их определяются лишь необходимостью размещения основного и вспомогательного оборудования. Подвод воды по турбинным водоводам и отвод по открытому отводящему каналу позволяют в едином ключе для всех типов ГЭС решить задачу примыкания этих сооружений к зданию ГЭС.

Привязка унифицированного проекта деривационной малой ГЭС сводится к оценке зоны работы гидротурбины при данных конкретных

параметрах ГЭС, назначению числа гидроагрегатов и вертикальной привязке агрегатного блока исходя из условий бескавитационной работы гидроагрегата. Кроме того, необходимо оценить достаточность несущей способности основания. Для русловых малых ГЭС задача создания унифицированного агрегатного блока значительно усложняется, так как помимо перечисленных выше аспектов необходимо также обеспечить устойчивость здания малой ГЭС для широкого диапазона инженерно-геологических условий в сочетании с различными значениями горизонтов верхнего и нижнего бьефов.

Проблема обеспечения устойчивости русловых зданий малых ГЭС усложняется тем, что длина агрегатного блока вдоль потока, определяемая, как правило, размерами проточной части гидротурбины, бывает недостаточной.

Устойчивость такого блока можно обеспечить проведением специальных инженерных мероприятий: отсыпки грунтовой призмы со стороны нижнего бьефа с отводом воды по галерее, врезки агрегатного блока в устой или бычки водосливной плотины, устройства анкерного попура, использования упора в сопрягающие сооружения нижнего бьефа.

Каждое из перечисленных мероприятий применимо в соответствующих условиях, ни одно из них не является универсальным, что не позволяет создать единую унифицированную компоновку агрегатного блока русловой малой ГЭС.

Исключением является компоновка малой ГЭС с горизонтальной "трубной" гидротурбиной. Распластанность агрегатного блока (его длина составляет  $(8 \dots 10) D_1$ , где  $D_1$  – диаметр рабочего колеса гидротурбины) позволяет обеспечить собственную устойчивость здания малой ГЭС руслового типа.

### 10.2. Рекомендации по компоновке агрегатных блоков с основными типами гидросилового оборудования

Компоновка и габариты агрегатного блока с вертикальными реактивными гидротурбинами определяются в основном размерами проточной части гидротурбин [6, 25, 26].

Ширина агрегатного блока зависит от размеров турбинной камеры и толщины бычков, потому так важен обоснованный выбор ее типа и габаритов. Для напоров  $H < 6$  м широкое распространение в 50-е годы получили открытые турбинные камеры (преимущественно прямоугольные в плане). На основе исследований [25] ширину такой камеры принимают равной  $B = 3,5 D_1$ . Минимальная глубина камеры ориентировочно принимается  $(1,6 \dots 2) D_1$ .

Таблица 10.4

К расчету металлических спиральных камер

$H$ , м	40	50	100	150	200
$V_{вх}$ , м/с	5	6,1	9,4	11	12

Габариты агрегатного блока зависят не только от турбинной камеры, но и от типа отсасывающей трубы. Для агрегатов малых ГЭС предпочтение отдают прямоосным коническим отсасывающим трубам, значительно упрощающим геометрию фундаментной части здания малой ГЭС. Они могут использоваться как для вертикальных (рис. 10.1), так и для горизонтальных (рис. 10.2) гидроагрегатов.

При напорах  $H > 6$  м вал гидротурбины получается чрезмерно длинным, поэтому целесообразным является переход к закрытым турбинным камерам. Закрытая турбинная камера выполняется также прямоугольной в плане по габаритам открытой камеры, лишь верхнее перекрытие становится напорным. Такая конструкция может быть применена при напорах до 8-10 м; большие напоры требуют перехода к бетонным спиральным камерам. Основные параметры бетонных спиральных камер приведены в табл. 10.1 в зависимости от проектного напора  $H$ , угла охвата  $\alpha$ , типа гидротурбин и относительной ширины спиральной камеры  $B_{сп}/D_1$ .

Таблица 10.1

Параметры бетонных спиральных камер

Напор, м	Угол охвата, град.	Тип гидротурбины	$B_{сп}/D_1$
5-15	180	ПЛ15	2,6-2,61
10-30	210	ПЛ15,20,30	2,66-2,69
30-45	240	P045	2,78-2,81
40-75	270	P075	2,83-2,91

Необходимо отметить, что выполнение бетонных спиральных камер для гидротурбины при  $D_1 \leq 1,6$  м является сложной задачей с точки зрения производства работ. В этом случае необходимо ограничивать блок бетонирования верхом спиральной камеры в целях обеспечения возможности снятия опалубки стенок и устройства несъемной опалубки перекрытия спирали.

Переход на металлические спиральные камеры рекомендуется при напорах более 20 м. Выбор основных параметров металлических спиральных камер можно производить, пользуясь рекомендациями табл. 10.2.

Таблица 10.2

Параметры металлических спиральных камер

Напор, м	Угол охвата, град	Тип гидротурбины	$B_{сп}/D_1$
40-115	345	P075, P0115	3,93-3,65
110-230	350	P0170, P0230	3,37-3,1

Данные табл. 10.1 и 10.2 могут быть использованы при отсутствии заводских чертежей проточной части гидротурбины требуемого типоразмера, т.е. для предварительных проектных проработок.

В предварительных расчетах средняя скорость во входном сечении  $V_{вх}$  может быть принята в зависимости от напора  $H$  (табл. 10.3 и 10.4).

Таблица 10.3

К расчету бетонных камер

$H$ , м	5	10	20	30	40	50	60	70
$V_{вх}$ , м/с	2,3	3	3,8	4,6	5,6	5,9	6,4	7

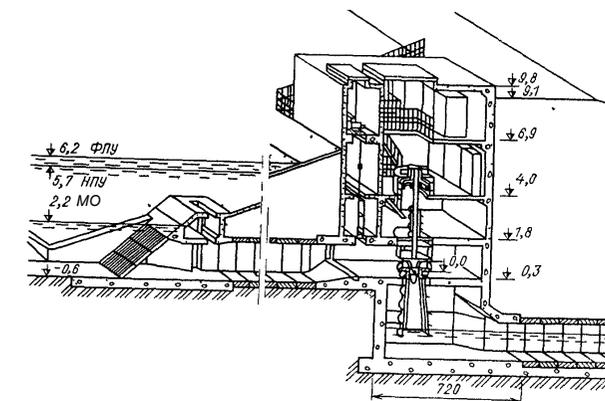


Рис. 10.1. Компонка здания малой ГЭС с вертикальной осевой гидротурбиной.

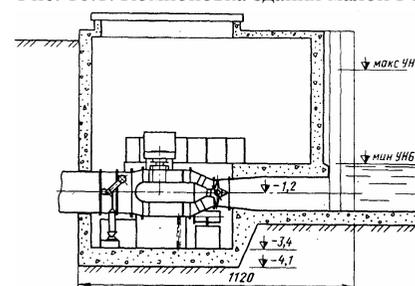


Рис. 10.2. Компонка здания малой ГЭС с горизонтальной капсульной гидротурбиной и вынесенным в машинный зал вертикальным генератором.

Критерием применимости конических отсасывающих труб для вертикальных гидротурбин является возможность поднять рабочее колесо над минимальным горизонтом нижнего бьефа (положительная высота отсасывания  $h_s > 0$ ). При  $h_s \leq 0$  применение такой трубы потребует больших заглублений фундаментной плиты. В этом случае целесообразен переход на изогнутые отсасывающие трубы или, если возможно, на горизонтальную компоновку гидроагрегата с соответствующим расположением отсасывающей трубы.

Применение прямоосных конических отсасывающих труб обуславливает необходимость устройства отводящей камеры шириной  $B$ , м, которая вычисляется по зависимости  $B=(2...2,4)D_3+D_5$ , где  $D_3$  – сечение горловины;  $D_5$  – выходное сечение отсасывающей трубы.

При отсутствии заводских чертежей гидротурбины можно приближенно принять  $D_3 = D_1$ , т.е. практически расстояние от стенки отсасывающей трубы до боковых стен камеры на уровне выходного сечения горловины должно быть не менее диаметра рабочего колеса гидротурбины.

Длина прямоосных конических отсасывающих труб может варьироваться от  $2 \cdot D_1$  до  $4D_1$  [25], причем большие значения  $[(3...4) D_1]$ , относятся к осевым турбинам. Для радиально-осевых гидротурбин, имеющих меньшую быстроходность и соответственно меньшее значение кинетической энергии потока на участке после рабочего колеса, длина прямоосной конической отсасывающей трубы может быть снижена до  $(2...2,5) D_1$ .

Однако сокращение длины отсасывающей трубы связано с необходимостью обеспечения устойчивости ее работы в режимах, отличающихся от оптимального, что особенно важно для турбин одинарного регулирования: радиально-осевых и пропеллерных. На изогнутые отсасывающие трубы необходимо переходить, как уже указывалось выше, при  $h_s < 0$  и при  $D_1 > 2$  м. Высоту изогнутой отсасывающей трубы для поворотно-лопастных гидротурбин принимают равной  $(1,9...2,3) D_1$ , для радиально-осевых –  $2,6 D_1$ , длину горизонтального участка трубы –  $(4,0...5,5) D_1$ , ширину –  $(2,5...3) D_1$ .

Высота установки гидротурбины зависит от следующих условий:

1. При размещении гидротурбины в открытой камере должно быть обеспечено необходимое заглубление под минимальный уровень верхнего бьефа. Для пропеллерных гидротурбин заглубление принимают равным диаметру рабочего колеса.
2. Рабочее колесо гидротурбины по отношению к минимальному уровню нижнего бьефа должно располагаться с учетом допустимой высоты отсасывания.
3. Выходное сечение конической прямоосной отсасывающей трубы должно быть заглублено под минимальный горизонт нижнего бьефа не менее чем на 0,3 м; для изогнутой отсасывающей трубы заглубление верха выходного сечения диффузора должно составлять не менее 1/4 высоты сечения.

На рис. 10.3 и 10.4 приведены примеры компоновки агрегатного блока вертикальными пропеллерными гидротурбинами. Данные компоновки предусматривают расположение здания малой ГЭС в верхнем бьефе гидроузла или на перепаде канала.

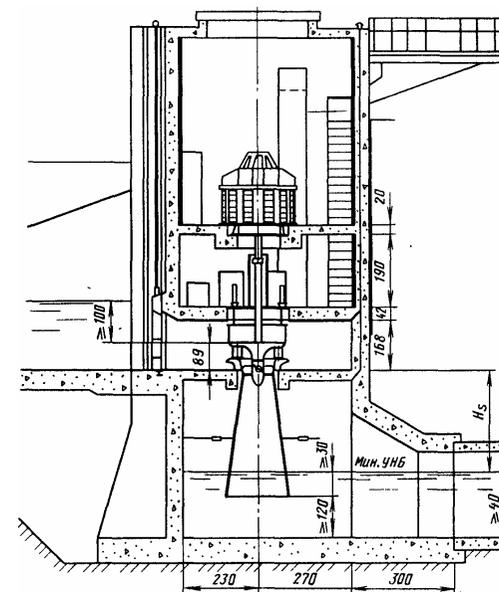


Рис. 10.3. Компоновка здания малой ГЭС с вертикальной осевой гидротурбиной с забором воды непосредственно в турбинную камеру.

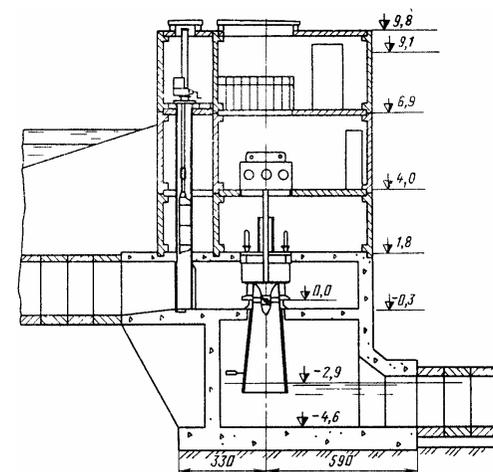


Рис. 10.4. Компоновка здания малой ГЭС с применением сборного железобетона (вариант конструкции).

Габариты агрегатного блока в плане продиктованы размерами прямоугольной турбинной камеры и генераторного помещения, где кроме генератора размещены регулятор с маслonaпорной установкой (МНУ), система возбуждения, шкафы автоматики и трансформаторы для собственных нужд.

Малые ГЭС с вертикальными радиально-осевыми гидротурбинами могут быть созданы для диапазона напоров от 20 до 150 м, в основном в приплотинной и деривационной компоновках. Лишь при  $D_1 < 1$  м в средне- и высоконапорных малых ГЭС предпочтение следует отдавать горизонтальной радиально-осевой гидротурбине.

На рис. 10.5 приведен пример компоновки здания МГЭС с турбиной P045-ВМ, рассчитанной на напоры от 20 до 45 м.

Компоновка агрегатного блока и размеры машинного зала продиктованы, как уже отмечалось, размерами проточной части гидротурбины, габариты верхнего строения определены по условиям размещения гидромеханического, электротехнического, средств автоматики и т.п.).

Высота верхнего строения получена, исходя из габаритов эксплуатационного мостового крана и условий монтажа наиболее крупных узлов гидроагрегата.

Весьма перспективной представляется компоновка малой ГЭС с прямоосной отсасывающей трубой. При некотором увеличении заглубления подошвы фундаментной плиты применение такой отсасывающей трубы позволяет значительно упростить геометрию и ускорить строительство малой ГЭС (для гидротурбин с диаметром рабочего колеса  $D_1 < 2$  м).

Перспективные компоновочные решения зданий малых ГЭС связаны с появлением новых конструкций горизонтальных осевых гидротурбин. К их числу относится турбина с S-образной отсасывающей трубой. В Чехии ее называют "коленчатой", в США – "трубной". Последнее

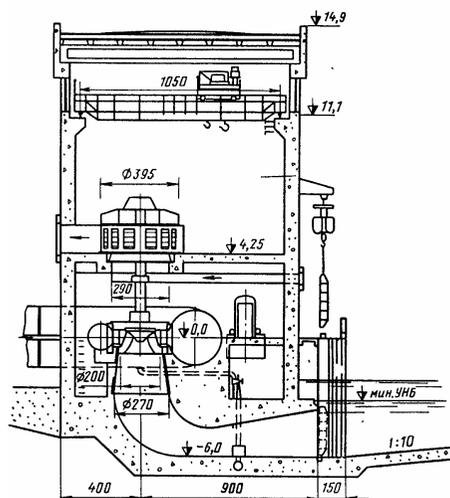


Рис. 10.5. Компоновка здания малой ГЭС с вертикальной радиально-осевой гидротурбиной.

название принято и в СНГ. Заслуживает внимания выпускаемая некоторыми зарубежными фирмами осевая капсульная гидротурбина с вынесенным вертикальным генератором, соединенная с турбиной через коническую пару. Преимуществами таких агрегатов являются значительное упрощение строительной части нижнего блока зданий малой ГЭС, уменьшение заглубления фундаментальной плиты и габаритов генератора за счет повышения числа оборотов. Такие гидроагрегаты включены в каталоги ведущих зарубежных фирм, выпускающих гидротурбины.

Разработка подобных гидроагрегатов проводилась и в СССР [26]. Пример компоновки агрегатного блока с горизонтальной "трубной" гидротурбиной и вынесенным в машинный зал горизонтальным генератором приведен на рис. 10.6. Аналогичную компоновку имеет агрегатный блок гидротурбины АГЭ-1М (16), выпускаемый на АО "Ореми" г. Бишкек. Однако эта микроГЭС, как и ее модификация АГЭ-2М (22), может размещаться на открытой площадке без здания ГЭС.

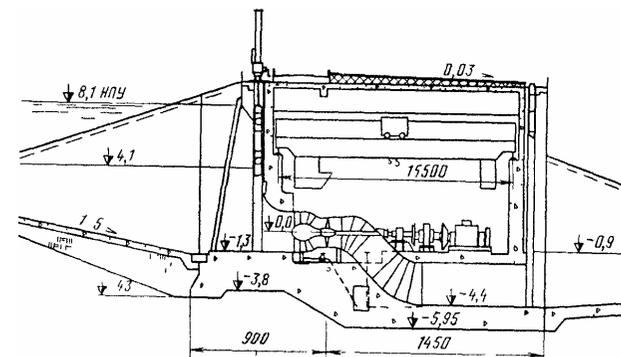


Рис. 10.6. Компоновка здания малой ГЭС с горизонтальной "трубной" гидротурбиной и вынесенным в машинный зал горизонтальным генератором.

Проект зданий малой ГЭС, имеющих значительную протяженность вдоль потока за счет распластанности гидроагрегата, разработан для руслового варианта компоновки в составе низконапорного гидроузла или на перепаде магистрального канала. Преимуществами горизонтального гидроагрегата являются размещение всех его узлов в пределах одного яруса, их доступность и удобство эксплуатации, небольшая высота верхнего строения, необходимая для установки мостового эксплуатационного крана.

В случае размещения малой ГЭС в примыкании к водосливной плотине появляется возможность использования козлового крана, об-

служивающего затворы плотины. При этом целесообразен отказ от мостового крана и переход к машинному залу меньшей высоты, имеющему в верхнем перекрытии монтажные проемы над гидроагрегатами. Проемы перекрываются съемными крышками.

На предварительных стадиях проектирования при определении габаритов здания подобного типа руководствуются следующими соотношениями:

диаметр предтурбинного затвора (задвижки)	$(1,2-1,4)d_1$
расстояние от оси рабочего колеса до внешней кромки облицовки отсасывающей трубы	$(3,1-3,7)d_1$
высота выходного сечения отсасывающей трубы	$(1,25-1,5)d_1$
ширина выходного сечения отсасывающей трубы	$(2-2,2)d_1$
высота от оси агрегата до низа отсасывающей трубы	$(2,2-2,8)D_1$

Более детально размеры гидроагрегата и его проточной части принимаются по чертежам заводов-изготовителей.

Агрегатный блок с горизонтальной капсульной гидротурбиной и вынесенным генератором может быть применен как для условной, так и для плотинной или деривационной малой ГЭС. В первом случае в целях повышения отметки водоприемника и для размещения гидроагрегата над уровнем нижнего бьефа может быть использована возможность наклона оси гидроагрегата в сторону нижнего бьефа под углом  $15-25^\circ$  (рис. 10.7). Во втором случае по условиям подвода воды по трубопроводу более целесообразно принимать горизонтальное положение оси гидроагрегата (см. рис. 10.2). Для гидротурбины одинарного регулирования (с фиксированным направляющим аппаратом, например, типа АГЭ-1М) наличие предтурбинного затвора или задвижки в качестве пускаостанавливающего устройства является обязательным.

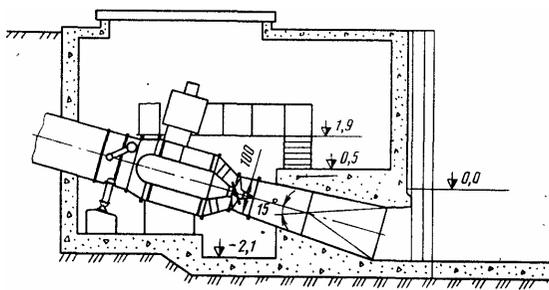


Рис. 10.7. Компонка здания малой ГЭС при наклонном положении капсульной гидротурбины.

Длина гидротурбины (без затвора) принимается равной  $3,5 D_1$ , диаметр камеры  $1,7 D_1$ , длина отсасывающей трубы  $4,5 D_1$ .

Применение конической пары для передачи крутящего момента на генератор ограничивает верхний предел мощности гидроагрегата до  $1...2$  тыс. кВт.

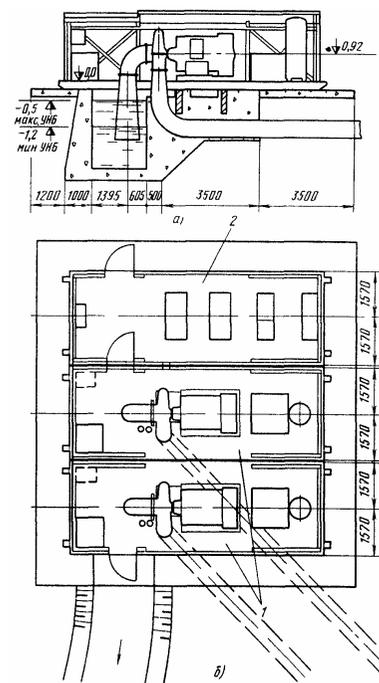


Рис. 10.8. Компонка здания малой ГЭС из блок-секций: а – разрез; б – план; 1 – агрегатная блок-секция; 2 – секция управления и автоматики.

Одним из перспективных направлений на современном этапе развития малой гидроэнергетики является создание секционных малых ГЭС, собираемых из блок-секций полной заводской готовности (включая комплектную поставку оборудования), например, конструкция малой ГЭС, изображенная на рис. 10.8. Здесь в агрегатной блок-секции установлен гидроагрегат мощностью 600 кВт. Кроме гидроагрегата в блок-секции имеется автоматический регулятор частоты вращения, выполненный в едином блоке с МНУ. Все системы управления, автоматики, возбуждения генератора вынесены в секцию управления и автоматики, одну на два гидроагрегата.

Несущие конструкции блок-секции изготовлены из металла, а ограждающие – из легких панелей. Съемная крышка позволяет выполнять монтажные операции с оборудованием при помощи автокрана.

На месте строительства возводится фундаментная часть малой ГЭС, включая подводящий и отводящий тракты. Блок-секции устанавливаются на фундамент, выполняется стыковка трубопроводов, опускается в отводящую камеру отсасывающая труба, и рама гидроагрегата крепится анкерами. После этого малая ГЭС готова к работе.

Применение секционных ГЭС большой мощности ограничено габаритами гидроагрегата, а также блок-секции возможностями транспортных средств. Расчет размеров зданий малых ГЭС различного типа приведен в методических указаниях [14, 26].

## 11. ОСОБЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА МАЛЫХ ГЭС

Условия строительства малых ГЭС в различных районах Кыргызстана (север, юг) отличаются многообразием. Поэтому и подход к организации строительства не может быть единым, он должен учитывать особенности размещения ГЭС. При организации строительства конкретной малой ГЭС возможен один из трех вариантов ее возведения:

- малая ГЭС строится в составе гидроузла комплексного назначения одновременно со всеми сооружениями;
- малая ГЭС является основным объектом строительства на новой площадке;
- малая ГЭС пристраивается к уже существующему гидроузлу, находящемуся в эксплуатации.

При сооружении малой ГЭС в составе водохозяйственных объектов все строительные работы по гидростанции должны осуществляться генеральными подрядными организациями при участии специализированных организаций в монтаже и наладке оборудования.

В связи с относительно небольшим объемом работ организация строительства малой ГЭС определяется общей схемой строительства гидроузла, его производственной базой. Это должно учитываться при выборе конструктивно-технологических решений по малой ГЭС. Так, если на гидроузле в основном применяется монолитный бетон, а число идентичных малых ГЭС в прилегающих районах мало, более целесообразным может оказаться сооружение данной малой ГЭС при гидроузле в монолитных конструкциях.

При размещении строящейся малой ГЭС вблизи производственной базы достаточно крупной гидростроительной организации (например, АО "Нарынгидроэнергострой") в ней целесообразно сформировать специальную бригаду, силами которой и вести сооружение малой ГЭС. При массовом строительстве малых ГЭС в каком-либо районе, где нет таких крупных коллективов, необходимо создание специализированной организации.

В последнее время строительство и реконструкция гидротехнических объектов осуществляются на тендерной основе с привлечением иностранных подрядчиков и местных водохозяйственных организаций (АО, ПМК, СМУ).

При размещении стройплощадки малой ГЭС на значительном удалении от крупных населенных пунктов и сложной транспортной схеме более целесообразно вести строительные работы экспедиционным или вахтовым методом с ближайшей производственной базы. Аналогично должна организовываться работа по пристройке малых ГЭС к существующим эксплуатируемым гидроузлам.

Важнейшим условием создания экономичных малых ГЭС является их строительство в кратчайшие сроки. Так, малые ГЭС мощностью до 1 тыс. кВт должны строиться в течение одного года, мощностью 1...5 тыс. кВт – за два года, 5...30 тыс. кВт – за три года. Их возведение в короткие сроки полностью зависит от правильного выбора конструктивно-компоновочных решений, схемы возведения сооружений, организационно-технической подготовки строительства. Основными направлениями сокращения сроков строительства малых ГЭС согласно существующим рекомендациям [25, 26] являются:

- 1) строительство однотипных малых ГЭС на основе унифицированных проектов;
- 2) строительство малых ГЭС, удаленных от производственных баз, силами передвижных специализированных бригад, механизированных колонн с применением вахтового метода привлечения рабочей силы;
- 3) применение только временного жилья (общежитий), материальных складов и других производственных и непроизводственных объектов в основном в виде передвижных, контейнерных и сборно-разборных конструкций;
- 4) максимальное применение в конструкциях сборных элементов и блоков, блок-секций заводского изготовления;
- 5) комплектная поставка технологического оборудования блоками заводского изготовления;
- 6) электроснабжение строительства от сети или от передвижных дизельных электростанций, водоснабжение от водопроводной сети или временной насосной станции, из реки или скважины, воздухо-снабжение от передвижных компрессоров;
- 7) инертные материалы по возможности должны завозиться из существующих районных карьерных хозяйств;
- 8) при отсутствии дорог, особенно в удаленных и труднодоступных районах строительства малых ГЭС, необходимо использовать временные дороги, автозимники, водный и авиатранспорт без сооружения специальных длинных подъездных автодорог постоянного действия.

Схема возведения основных сооружений малых ГЭС определяется компоновкой и конструктивными решениями сооружений.

### 11.1. Земляные работы

Сооружение перемычек, выемка котлованов и водоотлив из них, возведение земляной плотины должны осуществляться специализированными подрядными организациями в соответствии с календарным или графиком строительства.

Укомплектованность строительства механизмами должна соответствовать общей схеме производства земляных работ и принятым способам разработки, транспортировки и укладки грунтов. При выборе типов механизмов, их числа следует учитывать размещение карьерных грунтов в районе строительства, условия залегания грунтов в карьерах, их физико-механические свойства, объемы и интенсивность укладки грунтов в плотину.

При производстве земляных работ используются экскаваторы с емкостью ковша 0,5...2,5 м<sup>3</sup>, автосамосвалы грузоподъемностью 5...12 т, автоскреперы с емкостью ковша 10...15 м<sup>3</sup>, бульдозеры с двигателями мощностью 100...180 л.с. и более, передвижные компрессоры, катки массой до 25 т, насосы и буровзрывные механизмы, а также земснаряды производительностью 40...100 тыс. м<sup>3</sup> в месяц при целесообразности укладки грунтов в тело плотины способом гидромеханизации.

Кроме возведения грунтовых плотин, земляные работы производятся при устройстве котлованов под водозаборные сооружения и здания ГЭС, при отрывке ложа деривационных каналов и напорных бассейнов, а также при отсыпке регуляционных дамб и обваловании водохранилищ.

### 11.2. Бетонные работы

На площадке строительства малой ГЭС они должны быть сведены до минимума применением конструкций заводского изготовления: крупных блоков, быстромонтируемых панелей, блок-секций и др.

Сооружение здания ГЭС, водосбросных сооружений, крепление откосов бетоном на площадке осуществляются комплексными механизированными бригадами.

Ввиду малого объема бетонных работ по зданию ГЭС и другим объектам эти работы выполняют в теплый период года, что значительно упрощает строительную часть бетонного и арматурного хозяйств и опалубочной мастерской.

Функции опалубочной мастерской в основном сводятся к ремонтным работам и изготовлению простой опалубки. Стационарная опалубка производится на бетонных заводах и доставляется на стройплощадку.

В качестве основных бетоноукладочных механизмов для возведения сооружений целесообразно использовать автокраны грузоподъемностью 10...15 т, работающие с бадьей емкостью 1,6 и 0,8 м<sup>3</sup>. Подвоз бетонной смеси осуществляется автосамосвалами. Необходимо шире использовать в строительстве малых ГЭС бетононасосы и миксеры, что позволит на некоторых ГЭС полностью отказаться от бетонного и гравийносортировочного хозяйств, в качестве которых могут служить существующие в районных центрах и близлежащих городах бетонные узлы.

### 11.3. Физико-механические свойства бетона

Бетон имеет неоднородную структуру: зерна песка и щебня различной крупности окружены цементным камнем (затвердевшим цементным раствором), который состоит из кристаллических сростков и вязкой массы – геля; большое число микропор и капилляров заполнено химически несвязанной водой и воздухом.

Количество воды, необходимое для реакции гидратации цемента, составляет 20% от его веса (водоцементное отношение В/Ц=0,2), однако с учетом условия удобоукладываемости бетонной смеси берут значительно большее количество воды (В/Ц=0,5...0,7).

Процессы кристаллообразования, уменьшения объема геля, испарения избыточной воды, происходящие в течение длительного времени, обуславливают ряд специфических свойств бетона: усадку, ползучесть, изменение прочности во времени.

Вследствие неоднородности структуры, а также различной деформативности цементного камня и заполнителей внешняя нагрузка создает в бетоне сложное напряженное состояние. При загрузке бетонного образца сжимающей силой вокруг пор и пустот концентрируются напряжения (рис. 11.1) и в поперечном направлении возникают растягивающие напряжения. Эти растягивающие напряжения у соседних пор накладываются друг на друга и вызывают образование микротрещин. При дальнейшем увеличении нагрузки микротрещины расширяются, образуются видимые трещины, и разрушается образец в результате разрыва в поперечном направлении (рис. 11.1).

Прочность бетона зависит от характера силового воздействия (сжатие, растяжение, срез), возраста, условий твердения, формы и размеров испыты-

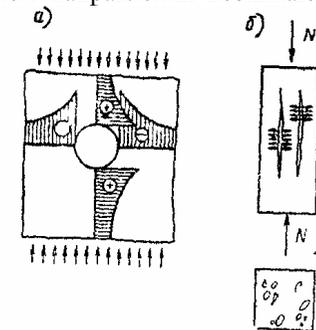


Рис. 11.1. Схема работы бетона на сжатие.

ваемых образцов. В связи с этим различают несколько характеристик прочности бетона.

Кубиковая прочность ( $R$ ,  $\text{кГ/см}^2$ ) – временное сопротивление (предел прочности) на сжатие бетонного образца, имеющего форму куба. Кубиковая прочность стандартного образца (кубик с размером ребра 20 см, выдержанный в течение 28 дней при температуре  $15^\circ\text{C}$  и влажности 90%) называется *маркой бетона по прочности на сжатие*.

Указанный срок твердения контрольного куба относится к монолитным конструкциям зданий и сооружений. Для монолитных конструкций гидротехнических сооружений он составляет 180 дней. Для сборных конструкций срок твердения бетона до достижения проектной марки по прочности на сжатие устанавливается ГОСТ или техническими условиями на данный вид изделия.

Нормами установлены следующие проектные марки бетона по прочности на сжатие по СНиП 21-75:

для тяжелых бетонов ( $\gamma \geq 1800 \text{ кГ/м}^3$ ): 100, 150, 200, 300, 400, 500 и 600.

для легких бетонов ( $\gamma < 1800 \text{ кГ/м}^3$ ): 35, 50, 75, 100, 150, 200, 250 и 300.

Для железобетонных конструкций применение тяжелого бетона проектной марки ниже 150, как правило, не допускается. Предварительно напряженные железобетонные конструкции выполняют из тяжелого бетона марки не ниже 200 (обычно 300-500), а из легкого бетона – марки не ниже 150. Сжатые железобетонные элементы из тяжелого бетона, размеры сечения которых определяются расчетом на прочность, выполняют обычно из бетона марки не ниже 200, а при значительных нагрузках – не ниже 300. Для монолитных колонн может быть применен бетон марки 150. В последнее десятилетие происходит переход от перечисленных марок бетона к международной классификации бетона.

Международные классы бетона по прочности на сжатие куба размером  $15 \times 15 \times 15$  см, испытанного в возрасте 80 сут., следующие: В3,5, В5, В7,5, В10, В12,5, В15, В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60. Для плотин с объемом бетона более 1 млн.  $\text{м}^3$  допускается устанавливать дополнительные промежуточные классы бетона. Соотношение между классами бетона, установленными СНиП 2.03.01-84, и используемыми ранее его проектными марками дано в табл. 11.1.

Таблица 11.1

Соотношение между марками (СНиП 21-75) и классами бетона (СНиП 2.03.01-84) по прочности на сжатие

Марка	М 35	М 50	М 75	М 100	М 150	М 150	М 200	М 250	М 300
Класс	В 2,5	В 3,5	В 5	В 7,5	В 10	В 12,5	В 15	В 20	В 22,5
Марка	М 350	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 700	М 800
Класс	В 25	В 27,5	В 30	В 35	В 40	В 45	В 50	В 55	В 60

*Марка бетона по морозостойкости F* определяется числом циклов попеременного замораживания и оттаивания образцов, испытываемых в возрасте 28 сут. в насыщенном водой состоянии без снижения прочности бетона более чем на 15%. Марки гидротехнического бетона по морозостойкости – F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500 – назначают с учетом климатических условий, характеризующихся среднемесячной температурой наиболее холодного месяца; для умеренных условий – от 0 до  $-10^\circ\text{C}$ ; суровых – от  $-10$  до  $-20^\circ\text{C}$ ; особо суровых – ниже  $-20^\circ\text{C}$ . Для надводной зоны: при умеренных условиях принимают марку не ниже F50; при суровых – F100 и выше; при особо суровых – F200 и выше.

С увеличением возраста бетона его морозостойкость повышается.

*Марку бетона по водонепроницаемости W* принимают по наибольшему давлению воды, при котором не наблюдается ее просачивания через образцы в условиях стандартного испытания в возрасте 180 сут. Марку по водонепроницаемости – W2, W4, W6, W8, W10, W12, W14 – назначают в зависимости от градиента напора I, равного отношению максимального напора к толщине конструкции или к толщине бетона наружной зоны (табл. 11.2).

Таблица 11.2

Марки водонепроницаемого бетона

Температура воды на контакте с сооружением, $^\circ\text{C}$	Градиент напора					
	до 5	5...10	10...15	15...20	20...30	30...40
До +10	W2	W4	W6	W8	W10	W12
10...30	W4	W6	W8	W10	W12	W14

При технико-экономическом обосновании можно применять во внутренних зонах марку W2.

*Износостойкость бетона*, применяемого в зонах абразивного износа, оценивают коэффициентом износа  $\gamma_{\text{и}}$ . Для износостойких бетонов с  $\gamma_{\text{и}} \leq 1 \text{ кг/(м}^2 \cdot \text{ч)}$  применяют марки В22,5; W8; F300 и выше; допускается применение торкрета с  $\gamma_{\text{и}} \approx 0,51 \dots 1 \text{ кг/(м}^2 \cdot \text{ч)}$ . При предельном насыщении потока наносами 3% и их крупности 50...100 мм допускаемые скорости для бетона приведены в табл. 11.3.

Таблица 11.3

Допускаемые скорости потока для износостойких бетонов

Марка бетона	Коэффициент износа $\gamma_{\text{и}}$ , $\text{кг/(м}^2 \cdot \text{ч)}$	Допускаемые скорости, м/с
В25	0,51...1	4...6
Д30	0,31...0,51	6...10
В40	0,31	10...12
И45	031	12...15

Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его классам по прочности на сжатие, осевое растяжение и марке по водонепроницаемости, для конструкций речных гидротехнических сооружений принимают, как правило, 180 сут.; по морозостойкости – 28 сут.

#### 11.4. Основные свойства железобетона

Железобетоном называют комплексный материал, состоящий из бетона и заключенной в нем стальной арматуры, которые под нагрузкой работают совместно с использованием свойств обоих материалов.

Бетон хорошо сопротивляется сжимающим усилиям и во много раз хуже растягивающим, поэтому бетонные конструкции, в которых под нагрузкой возникает растяжение, имеют низкую несущую способность. Так, бетонная балка (рис. 11.2, а) разрушается при относительно малой нагрузке вследствие образования трещин в растянутой зоне, тогда как прочность сжатой зоны не используется.

В растянутой зоне железобетонной балки (рис. 11.2, б) располагается стальная арматура, которая имеет высокое сопротивление растяжению. Когда при загрузке балки бетон растянутой зоны достигает предельных напряжений и в нем образуются трещины, все растягивающие усилия воспринимает арматура.

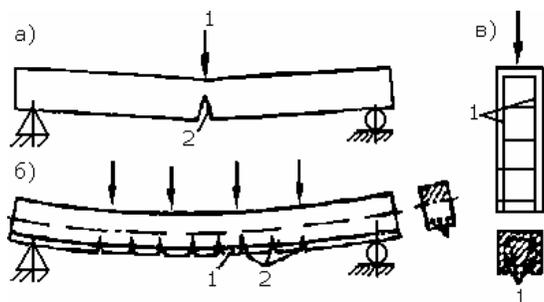


Рис. 11.2. Работа под нагрузкой бетонных и железобетонных элементов:  
1 – стальная арматура; 2 – трещины.

Несущая способность железобетонной балки во много раз выше, чем аналогичной бетонной балки, поскольку оба материала испытывают воздействия, при которых они имеют наиболее высокую прочность: арматура работает на растяжение, а бетон – на сжатие.

Стальная арматура имеет высокую прочность не только на растяжение, но и на сжатие, а потому весьма эффективно может быть исполь-

зована и для усиления сжатого бетона: стальные стержни, находясь в теле бетона, не могут потерять устойчивость. Примером такой конструкции является железобетонная колонна (рис. 11.2, в).

Совместная работа бетона и арматуры в железобетонных конструкциях осуществляется благодаря надежному сцеплению между ними. Сцепление не нарушается и при значительных температурных воздействиях, поскольку коэффициенты линейного расширения бетона и арматуры близки по величине: для бетона  $\alpha_t=0,00001-0,000015$ , для стали  $\alpha_t=0,000012$ .

Стальная арматура в теле железобетонного элемента почти не подвергается коррозии, что обеспечивает надежную совместную работу бетона и арматуры в течение неограниченного времени.

Железобетонные конструкции, возводимые непосредственно на объекте строительства, называются *монолитными*.

Монолитные железобетонные конструкции требуют устройства поддерживающих лесов и опалубки (форм), куда устанавливают арматурные каркасы и укладывают бетон. Поддерживающие леса и опалубка могут быть сняты только после того, как бетон приобретет достаточную прочность. При возведении монолитных конструкций в условиях отрицательных температур необходимы специальные мероприятия по прогреву бетона. Монолитные железобетонные конструкции требуют значительных трудовых затрат на объекте строительства и в настоящее время применяются редко. Однако для некоторых сооружений, которые могут быть возведены без поддерживающих лесов в скользящей или переставной опалубке применение монолитного железобетона оправдано.

Железобетонные конструкции, изготавливаемые на специализированных заводах, называются *сборными*. На строительной площадке производится только их монтаж. Соединение элементов осуществляется обычно путем сварки стальных закладных деталей и заливки швов.

Применение сборного железобетона обеспечивает высокую индустриализацию строительства благодаря возможности применения высокопроизводительных машин и механизмов как при изготовлении элементов, так и при их монтаже. Трудозатраты на строительной площадке сокращаются в 3-4 раза (по сравнению с монолитным железобетоном), резко сокращаются сроки строительства, уменьшается расход материалов на подмости и опалубку, ликвидируется сезонность строительных работ.

Железобетонные конструкции, возводимые из сборных элементов с добетонированием отдельных участков на месте строительства, называются *сборно-монолитными*. В ряде сооружений сборно-монолитные конструкции позволяют упростить конструкцию узловых сопряжений и

получить жесткую пространственную систему, не уступающую монолитному железобетону.

Сцепление между бетоном и арматурой, обеспечивающее их совместную работу в железобетонном элементе, происходит благодаря клеящей способности цементного раствора, силам трения, возникающим на поверхности стержней при их обжатии твердеющим бетоном (в процессе усадки), а также благодаря неровностям и выступам на поверхности арматуры. Выступы на поверхности арматуры периодического профиля повышают ее сцепление с бетоном по сравнению с гладкой арматурой в 2...3 раза. При прочих равных условиях сцепление сжатых стержней с бетоном выше, чем растянутых, так как поперечные деформации сжатого стержня способствуют увеличению сил трения. Сцепление растянутых стержней с бетоном тем больше, чем меньше их диаметр, так как с уменьшением диаметра возрастает отношение периметра стержня к его площади. Это дает возможность применять высокопрочную тонкую проволоку для предварительно напряженных конструкций без специальных анкерных устройств.

В железобетонных конструкциях арматура располагается на некотором расстоянии от наружной поверхности, так что бетон образует вокруг нее защитный слой. Защитный слой обеспечивает необходимое сцепление арматуры с бетоном, предохраняет арматуру от коррозии, а также от быстрого нагревания при действии на конструкцию высоких температур. Необходимая толщина защитного слоя установлена нормами на основании опыта эксплуатации железобетонных сооружений: в плитах и стенках с толщиной больше 10 см, а также в балках и ребрах высотой до 25 см при диаметре продольной рабочей арматуры  $d \leq 20$  мм она должна составлять не менее 15 мм; в балках, колоннах и плитах при  $20 < d \leq 32$  – не менее 25 мм, а при  $d > 32$  мм – не менее 30 мм.

В сборных конструкциях заводского изготовления благодаря эффективному вибрированию бетон имеет повышенную плотность, поэтому при марке бетона 200 (класс бетона В15) и выше указанную толщину защитного слоя можно уменьшить на 5 мм. Но она должна быть не менее 10 мм для плит и не менее 20 мм для балок и колонн. Концы продольных рабочих стержней в сборных плитах и панелях должны отстоять от торца не более чем на 5 мм, а в остальных элементах – не более чем на 10 мм. Минимальная толщина защитного слоя для хомутов и поперечных стержней каркасов – 15 мм.

Стойкость против коррозии элементов железобетонных конструкций зависит от степени агрессивности среды, от состава и плотности бетона.

Коррозия бетона, имеющего недостаточную плотность, может происходить от воздействия фильтрующейся воды, которая растворяет составную часть цементного камня – гидрат окиси кальция. Внешним признаком такой коррозии являются белые хлопья на поверхности бетона.

Различного вида кислоты, вступая во взаимодействие с минералами цементного камня, вызывают разрушение бетона. При коррозии бетона происходит обычно и коррозия заключенной в нем арматуры.

Бетон в железобетонных конструкциях, находящихся в условиях агрессивной среды, должен отличаться высокой плотностью (по составу и укладке), быть приготовленным на специальных сульфатостойких цементах, а в необходимых случаях такие конструкции должны снабжаться защитными покрытиями (облицовка, штукатурка, оклейка и т.п.). Арматура в агрессивной среде должна иметь повышенный защитный слой.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Гидротехнические сооружения /Под ред. Н.П. Розанова. – М.: Агропромиздат, 1985. – 432 с.
2. Тулебердиев Ж.Т., Рахимов К.Р., Беликов Ю.П. Развитие энергетики в Кыргызстане. – Бишкек: ШАМ, 1996. – 296 с.
3. Решетников С.П. История развития малой энергетики Кыргызстана //Сб. науч. трудов, посвящ. 5-летию образования КРСУ, секция энергетики, метеорологии, гидрологии, гидромеханики. – Бишкек: КРСУ, 2000. – С. 3-8.
4. Румянцев И.С., Мацея О.С. Гидротехнические сооружения. – М.: Агропромиздат, 1988. – 430 с.
5. Бочкарев Я.В. Гидроавтоматика в орошении. – М.: Колос, 1978. – 188 с.
6. Карелин В.Д., Волианик В.В. Сооружения и оборудования малых ГЭС. – М.: Энергоатомиздат, 1986. – 480 с.
7. Гидроэлектрические станции /Под ред. В.Д. Карелина. – М.: Энергоатомиздат, 1987. – 533 с.
8. Методические указания "Здания и турбинное оборудование малых ГЭС" /О.М. Перекалин и др. – М.: изд. МЭИ, 1989. – 52 с.
9. Проблемы малой гидроэнергетики Кыргызстана //Газ. Энергетик. – Бишкек, 1999. – Март. – №3
10. Бочкарев Я.В., Лавров Н.П. Гидротехнические сооружения на каналах-быстроотоках со сверхбурным течением: Учеб. пособие. – Бишкек: Кырг. СХИ, 1991. – 116 с.
11. Штеренлихт Д.В. Гидравлика. Кн. 1. – М.: Энергоатомиздат, 1991. – 351 с.
12. СНиП 2.06.04-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М.: Госстандарт, 1982.
13. Филончиков А.В. Проектирование автоматизированных водозаборных узлов на горных реках. – Фрунзе: Кыргызстан, 1990. – 371с.
14. Лавров Н.П. Расчет и проектирование узла энергетических сооружений малой ГЭС //Методические указания к курсовому проекту. – Бишкек: КРСУ, 2000. – 49с.
15. СНиП II 53-83. Плотины из грунтовых материалов. – М.: Госстандарт, 1983.
16. Токомбаев К.А. Новые принципы использования возобновляемых источников энергии в сельском хозяйстве (на примере Киргизской ССР). – Фрунзе: Илим, 1990. – 280 с.
17. Вододелитель для каналов со сверхбурным течением //Положительное решение по заявке в "Кыргызпатент" № 990049.14 от 01.10.99 г. Авторы: Лавров Н.П., Жусупов М.К., Рохман А.И., Кулибаев У.Д. – Бишкек, 1999.
18. Лавров Н.П. Совершенствование способов и средств управления сверхбурными потоками на ирригационных каналах-быстроотоках //Автореф. дисс. докт. техн. наук. – Бишкек: Кырг. СХИ, 1995. – 51 с.
19. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие. – М.: Энергоатомиздат, 1988. – 624 с.
20. Кривченко Г.И. и др. Напорные водоводы ГЭС и насосных станций. – М.: Энергия, 1969. – 206 с.
21. Лавров Н.П. Расчет водноэнергетических характеристик малой ГЭС: Методич. указания к курс. проекту. – Бишкек: КРСУ, 1999. – 31 с.
22. Гидротехнические сооружения: Справочник проектировщика /Под ред. В.П. Недриги – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
23. Рекомендации по расчету, проектированию и эксплуатации ГТС для управления сверхбурными потоками. Ч. 1: Расчет и проектирование средств предупреждения и гашения катящихся волн //РДМУ Минводхоз КР. – Бишкек, 1996. – 24 с.
24. Справочник по гидравлическим расчетам /Под ред. П.Г. Киселева. – М.: Энергия, 1974. – 313 с.
25. Малая гидроэнергетика /Под ред. А.П. Михайлова. – М.: Энергоатомиздат, 1989. – 184 с.
26. Здания и турбинное оборудование малых ГЭС: Методич. указания к дипломному проектированию по специальности " Гидроэнергетика". //О.М. Перекалин и др. – М.: МЭИ, 1989. – 52 с.

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	3
1. ГИДРОУЗЛЫ И ГИДРОСИСТЕМЫ, ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ.....	7
1.1. Основные определения гидротехнических сооружений .....	7
1.2. Классификация гидротехнических сооружений.....	7
1.3. Особенности и условия работы ГТС .....	10
2. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ СИЛ И НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ГТС .....	12
2.1. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения .....	12
2.2. Расчет плотин по предельным состояниям .....	14
2.3. Расчет устойчивости гравитационных плотин на сдвиг, опрокидывание и всплывание .....	16
2.4. Пути повышения устойчивости и сейсмостойкости плотин .....	18
3. ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ ПОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИМИ СООРУЖЕНИЯМИ И В ОБХОД ИХ .....	20
3.1. Общие сведения о фильтрации .....	20
3.2. Флотбет и его составные части .....	21
3.3. Методы фильтрационных расчетов .....	23
3.4. Мероприятия по уменьшению фильтрационного противодавления, расхода и деформации грунта.....	30
3.5. Упрощенный метод расчета обходной фильтрации.....	32
4. ВОДОЗАБОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ДЕРИВАЦИОННЫХ ГЭС.....	34
4.1. Понятие о водозаборе. Классификация водозаборных сооружений .....	34
4.2. Выбор места расположения речного водозаборного узла .....	34
4.3. Бесплотинные водозаборные узлы .....	35
4.4. Плотинные водозаборные гидроузлы.....	40
4.5. Водозаборные сооружения из ирригационных каналов в деривацию .....	46
5. ВОДОПОДПОРНЫЕ ПЛОТИНЫ МАЛЫХ ГЭС. ГРУНТОВЫЕ ПЛОТИНЫ .....	55
5.1. Глухие плотины .....	55
5.2. Фильтрация в грунтовых плотинах .....	58
5.3. Устойчивость откосов грунтовых плотин.....	60
6. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ .....	63

6.1. Основные типы бетонных и железобетонных плотин и их характеристика .....	63
6.2. Глухие гравитационные плотины .....	65
6.3. Бетонные водосливные плотины .....	66
6.4. Определение высоты плотины .....	69
7. ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ.....	70
7.1. Классификация водопропускных сооружений ГЭС .....	70
7.2. Области применения водосбросов.....	72
7.3. Водовыпуски и водоспуски .....	73
7.4. Открытые береговые водосбросы.....	73
7.5. Закрытые водосбросы .....	78
7.6. Водоприемники гидроэлектростанций.....	83
8. СООРУЖЕНИЯ БЕЗНАПОРНОЙ И НАПОРНОЙ ДЕРИВАЦИИ .....	85
8.1. Открытые деривационные каналы.....	86
8.2. Деривационные лотки, туннели, трубопроводы.....	92
8.3. Основы гидравлического расчета деривационных водоводов....	94
8.4. Отстойники на деривационных водоводах ГЭС.....	97
8.5. Напорные бассейны ГЭС.....	100
8.6. Уравнительные резервуары.....	102
8.7. Турбинные водоводы .....	104
8.8. Элементы отводящего русла. Отводящие каналы.....	109
9. МЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ .....	112
9.1. Состав механического оборудования гидротехнических сооружений малых ГЭС.....	112
9.2. Типы затворов и их классификация.....	113
9.3. Действующие силы и общие условия работы затворов.....	116
9.4. Плоские затворы водосливных отверстий .....	117
9.5. Гидравлические затворы-автоматы .....	120
10. ЗДАНИЯ МАЛЫХ ГЭС .....	126
10.1. Основные компоновки зданий малых ГЭС.....	126
10.2. Рекомендации по компоновке агрегатных блоков с основными типами гидросилового оборудования.....	127
11. ОСОБЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА МАЛЫХ ГЭС .....	136
11.1. Земляные работы.....	138
11.2. Бетонные работы .....	138
11.3. Физико-механические свойства бетона.....	139
11.4. Основные свойства железобетона .....	142
ЛИТЕРАТУРА .....	146

*Н.П. Лавров*

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ МАЛЫХ ГЭС

Редактор В.Г. Погорелова  
Корректор О.А. Матвеева  
Компьютерная верстка Д.Р. Зайнулиной

Подписано к печати 12.02.01. Формат 60×84 1/16.  
Печать офсетная. Объем 9,5 п.л.  
Тираж 100 экз. Заказ 215.

Издательство Славянского университета

---

Отпечатано в типографии КРСУ, г.Бишкек, ул.Шопокова, 68.